



TUGAS AKHIR RC09-1380

PERENCANAAN EMBUNG TAMBAK POCOK KABUPATEN BANGKALAN

ABDUS SALAM
NRP. 3110 100 083

Dosen Pembimbing :
Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST., Msc
Nastasia Festy Margini, ST., MT

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2015



FINAL PROJECT RC09-1380

DESIGN OF TAMBAK POCOK RESERVOIR AT BANGKALAN REGENCY

ABDUS SALAM
NRP. 3110 100 083

Supervisor :
Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST, Msc
Nastasia Festy Margini, ST, MT

Civil Engineering Deparment
Faculty of Civil Engineering and Planning
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2015

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN EMBUNG TAMBAK POCOK KABUPATEN BANGKALAN

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada

Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

ABDUS SALAM
NRP. 3110 100 083

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :

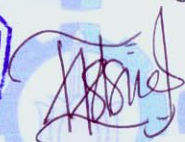
Pembimbing 1



Dr. Techn. Umboro Iasminto, ST.Msc
NIP. 197212021998021001



Pembimbing 2



Nastasia Festy Margini, ST.MT

SURABAYA, APRIL 2015

PERENCANAAN EMBUNG TAMBAK POCOK KABUPATEN BANGKALAN

Nama : Abdus Salam
NRP : 3110100083
Jurusan : Teknik Sipil FTSP – ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST., Msc
Nastasia Festy M, ST., MT

Abstrak

Desa Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan adalah salah satu desa atau daerah yang kebutuhan air bakunya belum terpenuhi. Pada saat musim kemarau desa ini mengalami kesulitan air, sumber mata air utama penduduk yaitu sumur, sungai dan sumber mata air lainnya mengalami kekeringan. Padahal mayoritas penduduk di desa tersebut menggunakan air sumur untuk memenuhi kebutuhan sehari-hari. Sedangkan dilihat dari kondisi daerah desa Tambak Pocok merupakan daerah yang terdiri dari cekungan dan dataran berbukit, sehingga sangat cocok untuk digunakan sebagai tempat untuk menampung air. Dengan memanfaatkan kondisi topografi yang ada di desa tersebut, maka Embung adalah salah satu alternatif solusi untuk menampung air saat hujan turun dan memanfaatkan air tersebut saat musim kemarau. Dengan adanya embung tersebut, maka air hujan yang terbuang pada saat musim hujan dapat di tampung, di simpan dan di manfaatkan pada saat musim kemarau untuk memenuhi kebutuhan air sehari-hari masyarakat di desa tersebut, antara lain untuk air minum, mandi, cuci, dan kakus.

Perhitungan yang dipakai dalam perencanaan embung Tambak Pocok yaitu meliputi perhitungan curah hujan rencana dengan menggunakan metode Log normal, Pearson Tipe III, dan Log Pearson Tipe III, analisa debit tersedia menggunakan

metode FJ Mock, debit rencana menggunakan metode hidrograf Nakayasu, analisa kebutuhan air menggunakan metode analisa geometri, analisa tampungan menggunakan lengkung kapasitas waduk dan mass curve, sedangkan untuk penelusuran banjir menggunakan metode tahap demi tahap (*step by step*), analisa tubuh embung dan kestabilannya, serta analisa spillway dan kestabilannya.

Dari perhitungan yang telah dilakukan diperoleh curah hujan rencana periode ulang 25 tahun sebesar 82.561 mm, debit rencana periode ulang 25 tahun sebesar 13.613, debit andalan sebesar $0.000001153 \text{ m}^3/\text{detik}$, proyeksi jumlah penduduk pada tahun 2038 sebesar 14511 jiwa, dan kebutuhan air total yang dibutuhkan adalah sebesar $0.022 \text{ m}^3/\text{detik}$. Mercuri bangunan pelimpah (spillway) menggunakan mercuri tipe Ogee tipe I pada elevasi +72.50 dan elevasi banjir yang terjadi pada elevasi +73.15. Tubuh bendungan menggunakan urugan tanah dengan kemiringan hulu dan hilir adalah sebesar 1:2, elevasi puncak bendung terletak pada elevasi +75.00, dasar bendungan terletak pada elevasi +64.00, tinggi jagaan pada tubuh bendungan dipakai sebesar 2.5 meter, dan panjang tubuh bendungan sebesar 66 m. Perhitungan stabilitas tubuh bendungan dan spillway aman terhadap gaya-gaya yang terjadi baik dalam kondisi muka air banjir maupun dalam kondisi muka air normal dengan $S_f = 1.7 > 1.5$ (S_f minimum).

Kata kunci : Air Baku, Spillway, Embung.

DESIGN OF TAMBAK POCOK RESERVOIR AT BANGKALAN REGENCY

Name : Abdus Salam
NRP : 3110100083
Majors : Civil engineering FTSP – ITS
Supervisor : Dr.Techn.Umboro Lasminto, ST., Msc
Nastasia Festy M, ST., MT

Abstract

Tambak Pocok District of Tanjung Bumi Bangkalan is one of the village that needs of supplay water insatiable. At the dry season the village is experiencing water shortages, the main water source population wells, rivers and other water sources having dryness.whereas majority village population using well water to meet their daily needs on a day. Beside that from the rural areas Tambak Pocok is an area consisting of the basin and hilly terrain, so it is suitable for use as a place to store the water. By utilizing the existing topography in the village, then Embung is one alternative solution to store water when it rains and the water use during the dry season. The presence of Reservoir, the rain water is wasted during the rainy season can be accommodated, stored and utilized during the dry season to meet the daily water needs of the people in the village, such as for drinking water, bathing, washing, and toilet.

The calculations used in the planning of the reservoir Tambak Pocok among as rainfall calculation using the log normal, Pearson Type III, and Log Pearson Type III, available discharge analysis of method FJ Mock, discharge plans using hydrograph Nakayasu methods, water demand analysis using the geometry analysis method, reservoir analysis using

reservoir capacity and mass curve, whereas for search flood routing of step by step method, and stability analysis of dam and spillway.

From the calculations is rainfall return period of 25 years for 82.561 mm, discharge plans return period of 25 years at 13.613m³/s, discharge is the mainstay of 0.000001153 m³/second, the projected total population in 2038 amounted to 14.511 people, and the total water requirement needed is 0.022 m³/s. Spillway using Ogee type I at elevation +72.50 and flood elevation of + 73.15. The Dam using soil embankment with upstream and downstream slope is equal to 1: 2, the top of dam elevation of +75.00, The Dam base is located an elevation of +64.00, free high the dam is used by 2.5 meters, and length of body the dam is 66 meters. The calculation of Dam stability and spillway Stability of safe for the forces for flood water level and the normal water level conditions with $S_f = 1.7 > 1.5$ (S_f Minimum).

Keywords : Raw Water, Spillway, Reservoir

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah memberikan berkat, rahmat serta karunia-Nya, serta shalawat dan salam kepada Nabi Muhammad SAW atas segala suri tauladan yang diberikan sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul “Perencanaan Embung Tambak Pocok Kabupaten Bangkalan”.

Tugas Akhir ini disusun untuk memenuhi persyaratan akademis dalam rangka penyelesaian studi di Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis sangat menyadari bahwa Tugas Akhir ini tidak akan mampu diselesaikan tanpa arahan, bantuan, bimbingan serta dukungan dari banyak pihak. Untuk itu penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Kedua orangtua dan seluruh keluarga besar yang selalu memberikan dukungan serta doa terhadap penulis, terima kasih yang sebesar-besarnya untuk kalian.
2. Bapak Dr.Techn. Umboro Lasminto, ST,. Msc selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak waktu, bimbingan dan saran dengan penuh kesabaran kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
3. Ibu Nastasia Festy M, ST,. MT selaku dosen pembimbing kedua yang telah memberikan banyak bimbingan dan saran kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
4. Bapak Dr.Ir. Wasis Wardoyo, Msc , dan Ibu Danayanti Azmi DN, ST,.MT selaku dosen penguji yang telah memberikan banyak saran dan kritik.
5. Bapak Dr.Techn. Pujo Aji ST,.MT selaku dosen wali dan seluruh dosen Jurusan Teknik Sipil ITS yang telah memberikan banyak ilmu terhadap penulis.

6. Prajna Paramita Marindra, S.kep yang selalu memberikan semangat, kebersamaan dan keceriaan selama ini.

7. Teman-teman kuliah Jurusan Teknik Sipil ITS angkatan 2010 yang telah banyak membantu dalam pembuatan Tugas Akhir ini.

8. Pihak-pihak yang tidak dapat penulis sebutkan satu-persatu yang telah memberikan bantuan secara ikhlas.

Penulis menyadari bahwa masih banyak kekurangan dan kesalahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini, oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun dari semua pihak untuk penyempurnaan Tugas Akhir ini.

Besar harapan penulis agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi kita semua. Amin.

Surabaya, April 2014

Penulis

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
<i>TITLE PAGE</i>	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	iv
<i>ABSTRACT</i>	vi
KATA PENGANTAR	viii
DAFTAR ISI	x
DAFTAR TABEL	xvi
DAFTAR GAMBAR	xx
DAFTAR GRAFIK	xxii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan masalah.....	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	4
1.6 Peta Lokasi.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.....	5
2.2 Analisa Distribusi Frekuensi.....	7
2.2.1 Metode Distribusi Log Normal.....	9
2.2.2 Metode Distribusi Pearson Tipe III.....	11
2.2.3 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III.....	13
2.3 Uji Kecocokan Distribusi Frekuensi.....	14
2.3.1 Uji Chi-Kuadrat (Chi-Square).....	14
2.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov.....	17
2.4 Curah Hujan Efektif.....	20
2.5 Perhitungan Hidrograf.....	21
2.5.1 Hidrograf Satuan Nakayasu.....	22
2.6 Analisa Ketersediaan Air.....	24

2.7 Analisa Proyeksi Penduduk	28
2.8 Kebutuhan Air Domestik	28
2.9 Evaporasi	29
2.10 Lengkung Kapasitas Waduk	31
2.11 Kapasitas Mati (Dead Storage)	32
2.12 Kapasitas Efektif	33
2.13 Penelusuran Banjir (<i>Reservoir Routing</i>)	33
2.14 Keseimbangan Air (<i>Water Balance</i>)	36
2.15 Pemilihan Mercu <i>Spillway</i> Tipe Ogee	37
2.16 Analisa Hidrolika Bangunan Pelimpah (<i>Spillway</i>)	39
2.16.1 Saluran Pengarah dan Pengatur Aliran	40
2.16.2 Saluran Transisi	41
2.16.3 Saluran Peluncur	42
2.16.4 Peredam Energi (Kolam Olak)	43
2.17 Analisa Tubuh Bendungan	47
2.17.1 Perencanaan Tinggi Bendungan	47
2.17.2 Perencanaan Tinggi Bebas (<i>Free Board</i>) Bendungan	48
2.17.3 Perencanaan Lebar Mercu Bendungan	48
2.17.4 Perencanaan Formasi Garis Depresi	49
2.18 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan	50
2.19 Analisa Stabilitas Pelimpah (<i>Spillway</i>)	52
2.19.1 Stabilitas Terhadap Rembesan	52
2.19.2 Stabilitas Terhadap Gaya Tekan ke Atas	53
2.19.3 Stabilitas Terhadap Guling	53
2.19.4 Stabilitas Terhadap Geser	53
2.19.5 Kontrol Ketebalan Lantai	54
BAB III METODOLOGI	55
3.1 Studi Literatur	55
3.2 Pengumpulan Data	55
3.3 Penyusunan Penyelesaian Masalah	55
3.3.1 Analisa Kapasitas Tampung	56
3.3.2 Analisa Hidrologi	57
3.3.3 Analisa Hidrolika	58

3.3.4 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan dan Bangunan Pelimpah (<i>Spillway</i>)	59
BAB IV ANALISA HIDROLOGI	61
4.1 Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata.....	61
4.2 Analisa Distribusi Frekuensi.....	63
4.3 Uji Kecocokan Distribusi.....	65
4.3.1 Distribusi Pearson Tipe III	65
4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Pearson Tipe III	65
4.3.1.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov	66
4.3.1.3 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat	67
4.3.2 Distribusi Log Pearson Tipe III	69
4.3.2.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III	69
4.3.2.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov	70
4.3.2.3 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat	71
4.3.3 Distribusi Log Normal	74
4.3.3.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Normal.....	74
4.3.3.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov	75
4.3.3.3 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat	76
4.3.4 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi.....	78
4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana.....	79
4.5 Perhitungan Distribusi Hujan.....	80
4.5.1 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam Ke -t ...	80
4.5.2 Perhitungan Tinggi Hujan Sampai Jam Ke -t	81
4.5.2 Perhitungan Curah Hujan Efektif.....	82
4.6 Perhitungan Hidrograf	83
4.7 Analisa Kebutuhan Air	91
4.8 Evaporasi	95
4.9 Analisa Debit Tersedia.....	97
4.10 Debit Andalan.....	101
4.11 Lengkung Kapasitas waduk.....	105
4.12 Kapasitas Mati (<i>Dead Storage</i>)	108
4.13 Kapasitas Efektif	108

4.14 Penelusuran Banjir Waduk (<i>Reservoir Routing</i>)	113
--	-----

BAB V ANALISA TUBUH BENDUNGAN 123

5.1 Tinggi Bendungan	123
5.2 Lebar Mercu Bendungan	123
5.3 Kemiringan Lereng Bendungan.....	123
5.4 Perhitungan Formasi Garis Depresi.....	125
5.4.1 Formasi Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir)	125
5.4.2 Formasi Garis Depresi Muka Air 3/4 Tinggi Air Maksimum.....	126
5.4.3 Formasi Garis Depresi Muka Air 1/2 Tinggi Air Maksimum.....	127
5.4.4 Formasi Garis Depresi Muka Air Setinggi Dead Storage.....	129
5.5 Stabilitas Tubuh Bendungan.....	135
5.5.1 Stabilitas Embung Kosong.....	137
5.5.2 Stabilitas Embung Muka Air Maksimum (Banjir)	140
5.5.3 Stabilitas Embung Muka Air 3/4 Maksimum	146
5.5.4 Stabilitas Embung Muka Air 1/2 Maksimum	152
5.5.5 Stabilitas Embung Muka Air Setinggi Dead Storage.....	158

BAB VI ANALISA BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*)..... 165

6.1 Analisa Mercu Pelimpah	165
6.2 Saluran Pengarah	167
6.3 Saluran Pengatur.....	168
6.4 Saluran Peluncur.....	171
6.5 Kolam Olak	176
6.6 Analisa Kestabilan Pelimpah (<i>Spillway</i>)	177
6.6.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah.....	177
6.6.1.1 Stabilitas Terhadap Uplift Pressure	177
6.6.1.2 Titik Berat Konstruksi	179

6.6.1.3 Kontrol Guling.....	181
6.6.1.4 Kontrol Geser.....	183
6.6.1.5 Kontrol Ketebalan Lantai.....	183
6.6.2 Kondisi Muka Air Banjir	184
6.6.2.1 Stabilitas Terhadap Uplift Pressure	184
6.6.2.2 Titik Berat Konstruksi	186
6.6.2.3 Kontrol Guling.....	187
6.6.2.4 Kontrol Geser.....	188
6.6.2.5 Kontrol Ketebalan Lantai.....	189
BAB VII KESIMPULAN.....	191
7.1 Kesimpulan.....	191
DAFTAR PUSTAKA	193
LAMPIRAN	195



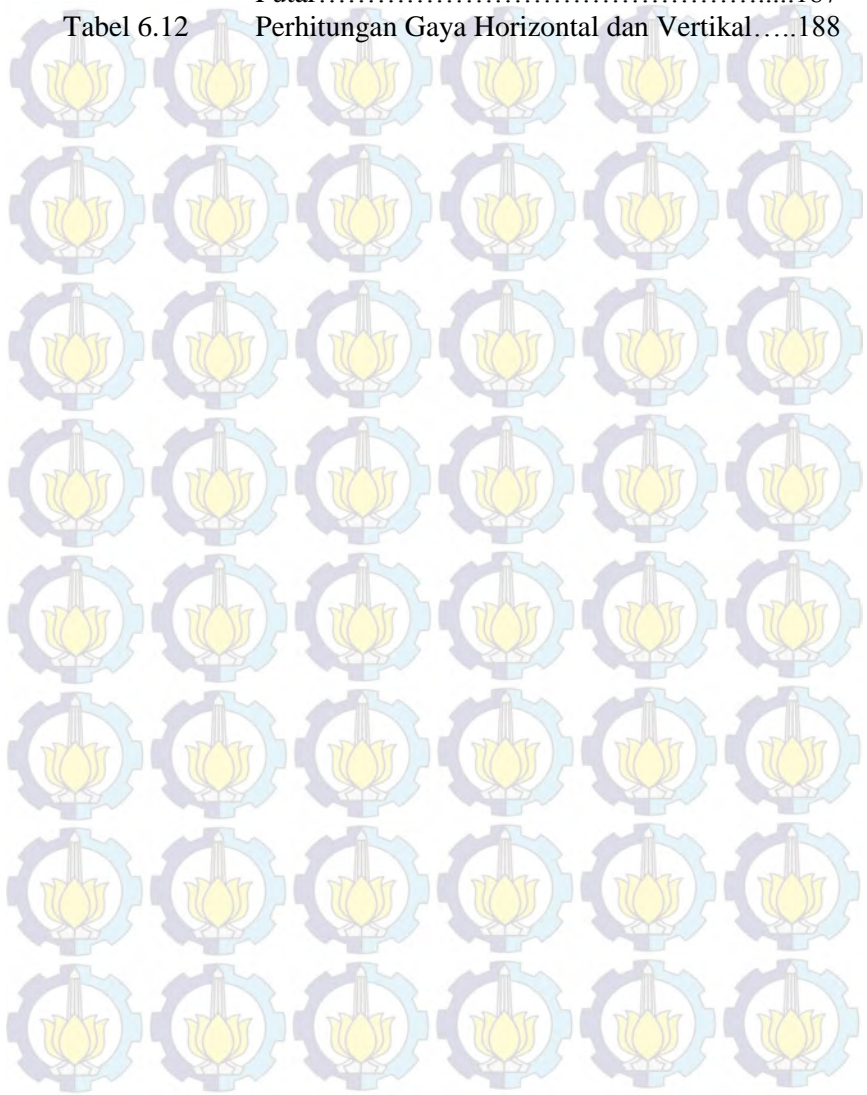
DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Nilai k Variabel Gauss.....	10
Tabel 2.2	Nilai k Distribusi Pearson dan Log Pearson Tipe III.....	12
Tabel 2.3	Nilai kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (<i>uji satu sisi</i>).....	16
Tabel 2.4	Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov.....	18
Tabel 2.5	Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal.....	19
Tabel 2.6	Koefisien Pengaliran.....	21
Tabel 2.7	Kebutuhan Air Domestik.....	29
Tabel 2.8	Tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (e_a).....	30
Tabel 2.9	Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran.....	32
Tabel 2.10	Harga – harga K dan n.....	38
Tabel 2.11	Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLDS.....	48
Tabel 2.12	Tabel nilai sudut β , Φ , dan α	51
Tabel 2.13	Angka Rembesan Lane.....	52
Tabel 4.1	Weighting Factor/koefisien Thiessen.....	62
Tabel 4.2	Data Curah Hujan Rata-rata.....	63
Tabel 4.3	Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan.....	64
Tabel 4.4	Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan.....	65
Tabel 4.5	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III.....	66
Tabel 4.6	Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Pearson Tipe III.....	68
Tabel 4.7	Nilai Logaritmik dari Data Curah Hujan.....	69
Tabel 4.8	Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III.....	70
Tabel 4.9	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III.....	71

Tabel 4.10	Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Pearson Tipe III.....	73
Tabel 4.11	Nilai Logaritmik dari Data Curah Hujan.....	74
Tabel 4.12	Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III.....	75
Tabel 4.13	Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Normal.....	75
Tabel 4.14	Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Normal.....	78
Tabel 4.15	Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Distribusi.....	79
Tabel 4.16	Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Normal.....	80
Tabel 4.17	Curah Hujan Efektif Periode Ulang.....	83
Tabel 4.18	Curah Hujan Efektif jam-jaman.....	83
Tabel 4.19	Ordinat Hidrograf kurva naik ($0 < t < T_p$) atau ($0 < t < 1,13$).....	85
Tabel 4.20	Ordinat Hidrograf kurva turun $T_p < t < (T_p + T_{0.3})$ atau ($1,13 < t < 1,76$).....	85
Tabel 4.21	Ordinat Hidrograf kurva turun [$(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$] atau ($1,76 < t < 2,75$).....	85
Tabel 4.22	Ordinat Hidrograf kurva turun [$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$] atau ($t > 2,72$).....	85
Tabel 4.23	Perhitungan Hidrograf.....	88
Tabel 4.24	Proyeksi Penduduk 25 tahun mendatang.....	91
Tabel 4.25	Proyeksi kebutuhan air 25 tahun mendatang.....	93
Tabel 4.26	Evaporasi.....	96
Tabel 4.27	Analisa Debit tersedia Embung Tambak Pocok dengan Metode FJ Mock.....	98
Tabel 4.28	Prosentase debit andalan 80%.....	101
Tabel 4.29	Debit andalan 80%	102
Tabel 4.30	Grafik hubungan isi, luas, volume waduk.....	105
Tabel 4.31	Water Balance.....	109
Tabel 4.32	hubungan antara Elevasi , Tampungan (<i>Storage</i>) , dan debit Outflow.....	114
Tabel 4.33	Reservoir Routing dengan Q rencana 25 tahun	117

Tabel 5.1	Koordinat Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir).....	126
Tabel 5.2	Koordinat Garis Depresi Muka Air 3/4 Air Maksimum.....	127
Tabel 5.3	Koordinat Garis Depresi Muka Air 1/2 Air Maksimum.....	128
Tabel 5.4	Koordinat Garis Depresi Dead Storage.....	130
Tabel 5.5	Kestabilan Embung Kosong.....	138
Tabel 5.6	Kestabilan Lereng Hulu Embung Muka Air Maksimum (Banjir).....	140
Tabel 5.7	Kestabilan Lereng Hilir Embung Muka Air Maksimum (Banjir).....	143
Tabel 5.8	Kestabilan Lereng Hulu Embung Muka Air 3/4 Maksimum.....	146
Tabel 5.9	Kestabilan Lereng Hilir Embung Muka Air 3/4 Maksimum.....	149
Tabel 5.10	Kestabilan Lereng Hulu Embung Muka Air 1/2 Maksimum.....	152
Tabel 5.11	Kestabilan Lereng Hilir Embung Muka Air 1/2 Maksimum.....	155
Tabel 5.12	Kestabilan Lereng Hulu Embung Kondisi Muka Air setinggi Dead Storage.....	158
Tabel 5.13	Kestabilan Lereng Hilir Embung Kondisi Muka Air setinggi Dead Storage.....	160
Tabel 6.1	Lengkung Mercu Hilir.....	165
Tabel 6.2	Perhitungan Saluran Transisi.....	171
Tabel 6.3	Perhitungan Saluran Peluncur Lurus.....	173
Tabel 6.4	Perhitungan Saluran Peluncur Terompet.....	175
Tabel 6.5	<i>Uplift Pressure</i> Muka Air Setinggi Mercu.....	178
Tabel 6.6	Titik Berat Konstruksi.....	180
Tabel 6.7	Perhitungan Gaya dan Momen terhadap Titik Putar.....	182
Tabel 6.8	Perhitungan Gaya Horizontal dan Vertikal.....	183
Tabel 6.9	<i>Uplift Pressure</i> Muka Air Banjir.....	184
Tabel 6.10	Titik Berat Konstruksi.....	186

Tabel 6.11	Perhitungan Gaya dan Momen terhadap Titik Putar.....	187
Tabel 6.12	Perhitungan Gaya Horizontal dan Vertikal.....	188



DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta Lokasi Studi.....	4
Gambar 2.1	Cara Thiessen.....	7
Gambar 2.2	Struktur Model F.J. Mock.....	24
Gambar 2.3	Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume.....	31
Gambar 2.4	Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee.....	39
Gambar 2.5	Skema suatu tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan.....	40
Gambar 2.6	Saluran Transisi.....	42
Gambar 2.7	Skema Saluran Peluncur.....	43
Gambar 2.8	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe I.....	44
Gambar 2.9	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe II.....	44
Gambar 2.10	Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III.....	45
Gambar 2.11	Bentuk Kolam olakan datar Tipe IV.....	45
Gambar 2.12	Grafik Hubungan Antara Bilangan Froude Dengan Nilai $\frac{L}{D_2}$	47
Gambar 2.13	Penampang Tinggi bendungan.....	47
Gambar 2.14	Garis Depresi.....	49
Gambar 2.15	Bidang longsor bendungan urugan.....	50
Gambar 3.1	Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir.....	60
Gambar 4.1	<i>Thiessen Polygon</i> Daerah Aliran Sungai Embung Tambak Pocok.....	61
Gambar 5.1	Potongan Melintang Bendungan.....	124
Gambar 5.2	Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir).....	131
Gambar 5.3	Garis Depresi Muka Air 3/4 Maksimum.....	132
Gambar 5.4	Garis Depresi Muka Air 1/2 Maksimum.....	133
Gambar 5.5	Garis Depresi Muka Air Setinggi <i>Dead Storage</i>	134
Gambar 5.6	Bidang Longsor.....	136
Gambar 5.7	Bidang Longsor saat Embung Kosong.....	139

Gambar 5.8	Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air Maksimum (Banjir).....	142
Gambar 5.9	Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air Maksimum (Banjir).....	145
Gambar 5.10	Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air 3/4 Maksimum.....	148
Gambar 5.11	Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air 3/4 Maksimum.....	151
Gambar 5.12	Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air 1/2 Maksimum.....	154
Gambar 5.13	Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air 1/2 Maksimum.....	157
Gambar 5.14	Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air Setinggi <i>Dead Storage</i>	160
Gambar 5.15	Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air Setinggi <i>Dead Storage</i>	163
Gambar 6.1	Penampang Melintang Mercu Pelimpah.....	167
Gambar 6.2	Garis Energi Saluran Pengatur.....	169
Gambar 6.3	Garis Energi Saluran Peluncur Lurus.....	172
Gambar 6.4	Garis Energi Saluran peluncur Terompet.....	174
Gambar 6.5	Penampang Memanjang <i>Spillway</i>	177
Gambar 6.6	Titik Berat Konstruksi.....	18

DAFTAR GRAFIK

Grafik 4.1	Unit Hidrograf	87
Grafik 4.2	Hidrograf 25 tahun	90
Grafik 4.3	Debit andalan 80% Embung Tambak Pocok	104
Grafik 4.4	Lengkung kapasitas Waduk	107
Grafik 4.5	Mass Curve dengan Pola Sepuluh Harian...	112
Grafik 4.6	Reservoir Routing dengan Q 25 tahun	121
Grafik 6.1	Grafik Lengkung Mercu Hilir	166



BAB 1

PENDAHULUAN

1.1.LATAR BELAKANG

Kabupaten Bangkalan adalah salah satu kabupaten yang berada di Pulau Madura, Provinsi Jawa Timur, Indonesia. Kabupaten ini terletak di ujung paling barat Pulau Madura yang berbatasan dengan Laut Jawa pada bagian utara, Kabupaten Sampang pada bagian timur serta Selat Madura pada bagian selatan dan barat. Kabupaten Bangkalan terdiri dari 18 kecamatan yang dibagi lagi atas sejumlah desa dan kelurahan (*sumber Wikipedia*). Salah satunya adalah Desa Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan.

Desa Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan terletak sekitar 22 km dari kota Bangkalan dengan jumlah penduduk di desa ini pada tahun 2006 sebanyak 2.845 jiwa. Desa Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan adalah salah satu desa atau daerah yang kebutuhan air bakunya masih belum terpenuhi. Pada saat musim kemarau desa ini mengalami kesulitan air, sumber mata air utama penduduk yaitu sumur, sungai dan sumber mata air yang lainnya mengalami kekeringan. Padahal mayoritas penduduk di desa ini menggunakan air sumur untuk kebutuhan sehari-hari. Selain itu, curah hujan yang relatif rendah di desa ini juga merupakan salah satu faktor yang menyebabkan sumber mata air penduduk tersebut mengering pada saat musim kemarau. Berdasarkan catatan dari stasiun hujan Tambak Pocok, jumlah curah hujan yang terjadi pada tahun 2006 adalah sebesar 68 mm. Di samping itu, faktor lain yang membuat sumber mata air penduduk mengering pada musim kemarau adalah kondisi topografi Desa Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan yang berupa cekungan dan berbukit, sehingga berpengaruh pada tinggi rendahnya muka air tanah di desa tersebut.

Permasalahan utama yang dihadapi penduduk di Desa tersebut adalah pemenuhan kebutuhan air baku untuk keperluan sehari-hari seperti minum, mandi, cuci, dan kakus. Salah satu faktor penyebabnya adalah karena tidak meratanya fasilitas air bersih dari Perusahaan Daerah Air Minum (PDAM) daerah Bangkalan, disamping itu desa Tambak Pocok kecamatan Tanjung Bumi kabupaten Bangkalan merupakan salah satu desa yang mempunyai Topografi dataran rendah atau cekungan dan berbukit, sehingga menyebabkan muka air tanah di desa tersebut juga rendah. Dan pada saat musim kemarau sumur-sumur penduduk mengalami kekeringan akibat rendahnya muka air tanah tersebut.

Dengan memanfaatkan kondisi topografi yang ada di desa tersebut untuk mengatasi permasalahan kekurangan air bersih. Maka dapat memanfaatkan daerah cekungan pada dataran berbukit untuk menampung air saat hujan turun dan memanfaatkan air tersebut saat musim kemarau. Embung merupakan salah satu alternatif solusi penyediaan air bagi masyarakat dalam mengatasi permasalahan kesulitan air bersih di desa Tambak Pocok kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan. Dengan adanya embung tersebut, maka air hujan yang terbuang pada saat musim hujan dapat di tampung, di simpan dan di manfaatkan pada saat musim kemarau untuk memenuhi kebutuhan air sehari-hari masyarakat di desa tersebut, antara lain untuk air minum, mandi, cuci, dan kakus. Dan juga, dapat mencegah banjir, dan meninggikan muka air tanah di daerah sekitar genangan embung tersebut.

1.2. Perumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, dapat dirumuskan beberapa permasalahan, antara lain:

1. Berapa kebutuhan air baku yang di perlukan penduduk Desa Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan?
2. Berapa ketersediaan air pada embung rencana berdasarkan curah hujan yang ada?
3. Berapa jumlah kapasitas yang harus ditampung pada embung, dan apakah dapat memenuhi kebutuhan air masyarakat?
4. Berapa dimensi embung yang diperlukan untuk mendapatkan Volume tampungan berdasarkan kebutuhan air yang diperlukan?
5. Berapa besarnya endapan lumpur (sedimen) yang terjadi selama embung difungsikan?
6. Stabilitas terhadap desain tubuh embung dan spillway apakah aman baik dalam kondisi air normal, banjir, maupun pada saat dead storage?

1.3. Tujuan

Dengan rumusan masalah yang ada di atas maka tujuan yang ingin dicapai antara lain:

1. Menghitung kebutuhan air baku di Desa Tambak Pocok.
2. Menghitung ketersediaan air berdasarkan curah hujan yang terjadi di Desa Tambak Pocok.
3. Merencanakan kapasitas embung Tambak Pocok
4. Merencanakan dimensi Embung untuk mendapatkan volume tampungan berdasarkan kebutuhan air yang diperlukan.
5. Menghitung endapan lumpur(sedimen) yang terjadi selama embung di fungsikan.
6. Menghitung Stabilitas Tubuh Embung dan Spillway baik dalam kondisi air normal maupun kondisi air banjir.

1.4. Batasan Masalah

Batasan masalah antara lain:

1. Tidak membahas analisa ekonomi.
2. Tidak membahas metode pelaksanaan.
3. Tidak menganalisa kualitas air tampungan.
4. Analisa konstruksi dan perhitungan kestabilan hanya meliputi tubuh embung dan spillway.

1.5. Manfaat

Tugas akhir ini diharapkan dapat merencanakan detail embung untuk menampung air sesuai dengan kebutuhan air yang ada sehingga kebutuhan air baku masyarakat di Desa Tambak Pocok dapat terpenuhi dan taraf hidup masyarakat di daerah tersebut dapat meningkat.

1.6. Peta lokasi

Lokasi Embung Tambak Pocok, Kecamatan Tanjung Bumi, Kabupaten Bangkalan seperti yang di tunjukkan **Gambar 1.1**



Gambar 1.1 Peta lokasi studi

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Perhitungan curah hujan rata-rata.

Curah hujan diperlukan untuk perencanaan suatu pemanfaatan air dan pengendalian banjir. Curah hujan yang digunakan bukan curah hujan pada suatu titik tertentu, melainkan curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah / daerah dan dinyatakan dalam mm. Curah hujan daerah harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan yang terletak di sekitar daerah yang bersangkutan. Berikut ini adalah cara-cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik.

a. Cara rata – rata aljabar

Cara ini adalah perhitungan rata-rata secara aljabar curah hujan di dalam dan di sekitar daerah yang bersangkutan.

$$\bar{R} = \frac{1}{n}(R_1 + R_2 + \dots + R_n) \dots\dots\dots(2.1)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana:

\bar{R} = curah hujan daerah (mm)

n = jumlah titik-titik pengamatan

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain apabila jumlah titik pengamatan banyak dan tersebar merata di seluruh daerah.

b. Cara Thiessen

Cara Thiessen ini dipakai Jika titik-titik pengamatan di daerah yang bersangkutan tidak tersebar merata, prinsip cara ini adalah dengan cara memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap titik-titik pengamatan.

Curah hujan daerah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \dots \dots \dots (2.2)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

\bar{R} = curah hujan daerah

R = curah hujan di tiap titik pengamatan

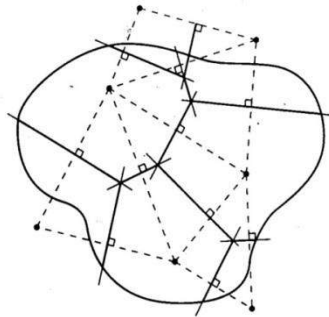
n = jumlah titik-titik pengamatan

A = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan

Pembagian daerah A_1, A_2, \dots, A_n ditentukan dengan cara seperti berikut :

1. Cantumkan titik-titik pengamatan di dalam dan di sekitar daerah itu pada peta topografi skala 1 : 50000, kemudian hubungkan tiap titik yang berdekatan dengan sebuah garis lurus (dengan demikian akan terlukis jaringan segitiga yang menutupi seluruh daerah)
2. Daerah yang bersangkutan dibagi dalam poligon-poligon yang didapat dengan menggambar garis tegak lurus pada tiap sisi segitiga tersebut di atas. Curah hujan dalam tiap poligon itu dianggap diwakili oleh curah hujan dari titik pengamatan dalam tiap poligon itu (lihat **Gambar 2.1**).
3. Ukur luas tiap poligon dengan planimeter atau dengan cara lain.

Cara Thiessen ini memberikan hasil yang lebih teliti dari pada cara rata-rata aljabar. Akan tetapi, penentuan titik pengamatan dan pemilihan ketinggian akan mempengaruhi hasil yang didapat.



Ket :

- Stasiun hujan

Gambar 2.1 Cara Thiessen

2.2. Analisa distribusi frekuensi

Tujuan analisis frekuensi data hidrologi adalah berkaitan dengan besaran peristiwa – peristiwa ekstrim yang berkaitan dengan frekuensi terjadinya melalui penerapan distribusi kemungkinan. Data hidrologi yang dianalisis diasumsikan tidak bergantung (*independent*) dan terdistribusi secara acak dan bersifat stokastik.

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui. Dalam hal ini tidak tergantung pengertian bahwa kejadian tersebut akan berulang secara teratur setiap kala ulang terjadi.(*Suripin, 2004*).

Dalam statistik dikenal beberapa parameter yang berkaitan dengan analisis data yang meliputi rata –rata, deviasi standar, koefisien variasi, koefisien kurtosis, dan koefisien *skewness* (kemencengan).

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots(2.3)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.4)$$

3. Koefisien variasi (Coefficien of Variation) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.5)$$

4. Koefisien Kemencengan (Coefficien of Skewness)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2) \cdot s^3} \dots\dots\dots (2.6)$$

5. Koefisien Kurtosis (Coefficien of Kurtosis) :

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3) \cdot s^4} \dots\dots\dots (2.7)$$

keterangan :

X = data dari sampel
 \bar{X} = nilai rata-rata hitung
 n = jumlah pengamatan

Sifat - sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis adalah sebagai berikut :

- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel.
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $Cs > 0$.
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga Cs antara $0 < Cs < 9$.
- Distribusi Normal mempunyai harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$.
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $Cs = 1.139$ dan $Ck = 5.402$.

2.2.1 Metode Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari distribusi normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X. Parameter-parameter yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah sebagai berikut:

1. Nilai rata-rata (Mean) :

$$\overline{\text{Log X}} = \frac{\sum \text{Log X}}{n} \dots\dots\dots(2.8)$$

2. Deviasi standar (Standar Deviation) :

$$S \text{Log X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log X} - \overline{\text{Log X}})^2}{n - 1}} \dots\dots\dots(2.9)$$

3. Koefisien variasi (Coefficient of Variation) :

$$CV = \frac{S \text{Log X}}{\overline{\text{Log X}}} \dots\dots\dots(2.10)$$

4. Koefisien Kemencengan (Coefficient of Skewness)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 . n}{(n - 1)(n - 2).s^3} \dots\dots\dots(2.11)$$

5. Koefisien Kurtosis (Coefficient of Kurtosis) :

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 . n^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)s^4} \dots\dots\dots(2.12)$$

Persamaan dasar yang digunakan dalam perhitungan Distribusi Log Normal adalah:

$$\text{Log X} = \overline{\text{Log X}} + k S \text{Log X} \dots\dots\dots(2.13)$$

Dimana :

Log X = nilai logaritmik variat X yang diharapkan terjadi pada periode ulang atau peluang tertentu.

$\overline{\text{Log X}}$ = rata-rata nilai logaritmik X hasil pengamatan.

$S \text{Log X}$ = deviasi standar nilai logaritmik X hasil pengamatan.

k = karakteristik dari Distribusi Log Normal. Nilai k dapat diperoleh dari Tabel 2.1 Nilai Variabel Gauss.

Tabel 2.1 Nilai k Variabel Gauss

Periode Ulang T (tahun)	Peluang	k
1.001	0.999	-3.05
1.005	0.995	-2.58
1.010	0.990	-2.33
1.050	0.950	-1.64
1.110	0.900	-1.28
1.250	0.800	-0.84
1.330	0.750	-0.67
1.430	0.700	-0.52
1.670	0.600	-0.25
2.000	0.500	0.00
2.500	0.400	0.25
3.330	0.300	0.52
4.000	0.250	0.67
5.000	0.200	0.84
10.000	0.100	1.28
20.000	0.050	1.64
50.000	0.020	2.05
100.000	0.010	2.33
200.000	0.005	2.58
500.000	0.002	2.88
1000.000	0.001	3.09

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.2.2 Metode Distribusi Pearson Tipe III

Langkah - langkah perhitungan:

Data-data curah hujan (R) diurutkan mulai dari harga terbesar hingga terkecil, dan hitung :

1. Nilai rata-rata (*Mean*) :

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} \dots\dots\dots (2.14)$$

2. Deviasi standar (*Standar Deviation*) :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots (2.15)$$

3. Koefisien variasi (*Coefficien of Variation*) :

$$Cv = \frac{S}{\bar{X}} \dots\dots\dots (2.16)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*)

$$Cs = \frac{\sum (X - \bar{X})^3 . n}{(n-1)(n-2)s^3} \dots\dots\dots (2.17)$$

5. Koefisien Kurtosis (*Coefficien of Kurtosis*) :

$$Ck = \frac{\sum (X - \bar{X})^4 . n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)s^4} \dots\dots\dots (2.18)$$

Perhitungan Metode Pearson Tipe III dapat menggunakan persamaan :

$$X_t = \bar{X} + k.S \dots\dots\dots (2.19)$$

Dimana :

X_t = Curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{X} = Curah hujan maksimum rata-rata

S = Standar deviasi

K = Faktor dari sifat distribusi Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian. (tabel nilai k Pearson Tipe III)

Tabel 2.2 Nilai k Distribusi Pearson dan Log Pearson Tipe III

Koef, G	Periode ulang (tahun)							
	1.0101	1.25	2	5	10	25	50	100
	Persentase peluang							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3.0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051
2.8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2.6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	2.889
2.4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2.2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2.0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.892	3.605
1.8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.319	2.193	2.848	3.499
1.6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1.4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1.2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.187	2.626	3.149
1.0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0.8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0.6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0.4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0.2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0.0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.051	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.499	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990

Lanjutan Tabel 2.2

-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

Sumber : (Suripin, 2004)

2.2.3 Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Langkah-langkah perhitungan:

Data-data curah hujan (R) diurutkan mulai dari harga terbesar hingga terkecil, dan hitung :

1. Nilai rata-rata dari logaritmik data (*Mean*) :

$$\overline{\text{Log}} = \frac{\sum \text{Log}X}{n} \dots\dots\dots(2.20)$$

2. Deviasi Standar logaritmik (*Standart Deviation*) :

$$\overline{\text{SdLog}X} = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^2}{n-1}} \dots\dots\dots(2.21)$$

3. Koefisien Variasi (*Coefficien of Vareation*) :

$$C_v = \frac{\overline{\text{SdLog}X}}{\overline{\text{Log}X}} \dots\dots\dots(2.22)$$

4. Koefisien Kemencengan (*Coefficien of Skewness*) :

$$C_s = \frac{n \cdot \sum (\text{Log}X - \overline{\text{Log}X})^3}{(n-1)(n-2)(\overline{\text{SdLog}X})^3} \dots\dots\dots(2.23)$$

5. Perhitungan Metode Log Pearson Tipe III dapat menggunakan persamaan :

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k \cdot \overline{\text{SdLog}X} \dots\dots\dots(2.24)$$

Dimana :

$\text{Log}X$ = Logaritma Curah hujan (diharapkan terjadi) untuk periode tertentu

$\overline{\text{Log} X}$ = Hujan rata-rata dari logaritmik data

$\text{SdLog} \overline{X}$ = Standar deviasi logaritmik

k =Faktor dari distribusi Log Pearson Tipe III, yang didapat dari tabel fungsi Cs dan probabilitas kejadian (tabel nilai k Log Pearson Tipe III).

2.3 Uji kecocokan Distribusi Frekuensi

Pengujian parameter diperlukan untuk menguji kecocokan (*the goodness of fittest test*) distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut. Pengujian parameter yang sering dipakai adalah :

1. Chi-kuadrat
2. Smirnov-Kolmogorov

❖ Uji Chi – Kuadrat (*Chi – Square*)

Uji Chi-Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut dengan uji Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^g \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2.25)$$

(Soewarno, 1995)

Dimana:

χ_h^2 = parameter Chi-Kuadrat terhitung

G = jumlah sub-kelompok

O = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke- i

E = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke- i

Parameter χ_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ_h^2 sama atau lebih besar dari nilai chi – kuadrat sebenarnya (χ^2) dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Prosedur uji Chi – Kuadrat adalah sebagai berikut :

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
2. Kelompokkan data menjadi G sub – grup, tiap – tiap sub grup minimal 4 data pengamatan.
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i untuk tiap – tiap sub grup
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
5. Tiap – tiap sub – grup hitung nilai :
 $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
6. Jumlahkan seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung.
7. Menentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi Poisson).

Interpretasi hasilnya adalah :

1. Apabila peluang lebih besar dari 5 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang lebih kecil dari 1 %, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1 % sampai 5 %, adalah tidak mungkin mengambil keputusan, maka perlu penambahan data.

Untuk mengetahui nilai derajat kepercayaan berdasarkan dari derajat kebebasan, dapat dilihat pada tabel Perhitungan distribusi akan dapat diterima apabila $Xh^2 < X^2$.

Dimana :

X_h^2 = parameter Chi – Kuadrat terhitung

X^2 =Nilai kritis berdasarkan derajat kepercayaan dan derajat kebebasan

Tabel 2.3 Nilai kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (uji satu sisi)

dk	α derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.789
2	0.010	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.387	9.210	10.597
3	0.072	0.115	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757

Lanjutan Tabel 2.3

12	3.047	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.692	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

Sumber : (Soewarno, 1995)

❖ Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov – Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedurnya adalah sebagai berikut :

- 1) Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing – masing data tersebut :

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_3 \quad P(X_3)$$

$$X_4 \quad P(X_4)$$

- 2) Tentukan nilai masing – masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

- 3) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)]$$

- 4) Berdasarkan tabel nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_0 .

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.4 Nilai kritis D_0 uji Smirnov – Kolmogorov

N	α			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36

Lanjutan Tabel 2.4

25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,70}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : (Soewarno, 1995)

Tabel 2.5 Wilayah Luas Di Bawah Kurva Normal

t	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475
-1.5	0.0668	0.0665	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922

Lanjutan Tabel 2.5

-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2887	0.2843
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4323
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292

Sumber : (Soewarno, 1995)

2.4 Curah Hujan Efektif

Curah hujan efektif adalah besarnya hujan yang menjadi aliran langsung permukaan dan menuju ke sungai. Perhitungan hujan efektif menggunakan rumus :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t \dots\dots\dots(2.26)$$

Dimana:

R_{eff} = curah hujan efektif (mm)

C = koefisien pengaliran

R_t = Curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan dengan mengacu pada Tabel 2.7 yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (*Suyono Sosrodarsono, 2006*) dan disesuaikan dengan kondisi DAS yang bersangkutan.

Tabel 2.6 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)
Pegunungan	0.75 - 0.90
Pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 - 0.75
Dataran pertanian	0.45 - 0.60
Dataran sawah irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai di dataran rendah	0.45 - 0.75
Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0.50 - 0.75

Sumber : (Suyono Sosrodarsono, 2006)

2.5 Perhitungan Hidrograf

Dalam perencanaan bangunan air seperti bendungan, *spillway*, konsolidasi dam, *flood control* maupun drainase perlu memperkirakan debit terbesar dari aliran sungai atau saluran yang mungkin terjadi dalam suatu periode tertentu yang disebut debit rencana periode tertentu yang mungkin terjadi banjir rencana yang disebut banjir rencana.

Perhitungan debit banjir rencana untuk perencanaan bendungan ini dilakukan berdasarkan hujan harian maksimum yang terjadi pada periode ulang tertentu hal ini dilakukan mengingat adanya hubungan antara hujan dan aliran sungai dimana besarnya aliran dalam sungai utamanya ditentukan oleh besarnya hujan, intensitas hujan, luas daerah hujan dan luas daerah aliran sungai.

❖ Metode Nakayasu

Secara umum metode Nakayasu dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C.A.R_0}{3,6 (0,3T_p + T_{0,3})} \dots\dots\dots (2.27)$$

(C.D. Soemarto, 1999)

Dimana :

Q_p = debit puncak banjir ($m^3/detik$)

C = koefisien resapan

A = luas DAS (km^2)

R_0 = hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak menjadi 30% dari debit puncak (jam)

Untuk mendapatkan T_p dan $T_{0,3}$ digunakan rumus empiris:

$$t_g = 0,21L^{0,7} \rightarrow L < 15km \dots\dots\dots (2.28)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \rightarrow L > 15km \dots\dots\dots (2.29)$$

$$T_p = t_g + 0,8t_r \dots\dots\dots(2.30)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots(2.31)$$

Dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu konsentrasi (jam)

t_r = satuan waktu hujan / *time duration* (diambil 1 jam)

α = koefisien pembanding

Untuk mencari besarnya koefisien pembanding (α) digunakan persamaan :

$$\alpha = \frac{0,47(A \times L)^{0,25}}{t_g} \dots\dots\dots(2.32)$$

Persamaan unit hidrograf :

1. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q = \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \times Q_p \dots\dots\dots(2.33)$$

2. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p}{T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots(2.34)$$

3. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5 T_{0,3}}{1,5 T_{0,3}} \right) \times Q_p \dots\dots\dots(2.35)$$

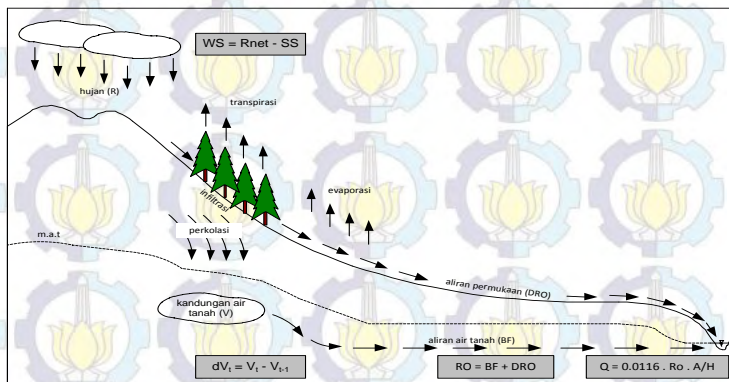
4. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q = 0,3 \left(\frac{t - T_p + 0,5T_{0,3}}{1,5T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (2.36)$$

2.6 Analisa Ketersediaan Air

Analisa ketersediaan air adalah untuk mengetahui berapa jumlah debit yang ada di sungai yang akan di bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Metode yang di pakai adalah Metode Fj Mock. Metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada *catchment* sebagian akan hilang sebagai evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi *direct run off* dan sebagian lagi akan masuk ke dalam tanah (infiltrasi).

Infiltrasi ini pertama-tama akan menjenuhkan top-soil dulu baru kemudian menjadi perkolasi ke tampungan air tanah yang nantinya akan keluar ke sungai sebagai base flow. Dalam hal ini harus ada keseimbangan antara hujan yang jatuh dengan evapotranspirasi, *direct run off* dan infiltrasi sebaai *soil moisture* dan *ground water discharge*. Aliran dalam sungai adalah jumlah aliran yang langsung dipermukaan tanah (*direct run off*) dan base flow.



Gambar 2.2 Struktur Model F.J. Mock

Metode FJ Mock mempunyai dua prinsip pendekatan perhitungan aliran permukaan yang terjadi di sungai, yaitu neraca air di atas permukaan tanah dan neraca air di bawah tanah yang semua berdasarkan hujan, iklim dan kondisi tanah.

Rumus untuk menghitung aliran permukaan terdiri dari:

➤ Hujan netto $R_{net} = (R - E_{ta})$(2.37)

dimana :

$$E_{ta} = E_{tp} - E \dots\dots\dots(2.38)$$

$$E = E_{tp} \cdot N_d / 30.m \dots\dots\dots(2.39)$$

$$N_d = 27 - 3/2 \cdot N_r \dots\dots\dots(2.40)$$

➤ Neraca air di atas permukaan (WS) = $R_{net} - SS$

dimana :

$$SS = S_{Mt} + S_{Mt-1} \dots\dots\dots(2.41)$$

$$S_{Mt} = S_{Mt-1} + R_{net} \dots\dots\dots(2.42)$$

➤ Neraca air di bawah permukaan

$$dV_t = V_t - V_{t-1} \dots\dots\dots(2.43)$$

dimana:

$$I = C_1 \cdot WS \dots\dots\dots(2.44)$$

$$V_t = 1/2 (1+k).I + k \cdot V_{t-1} \dots\dots\dots(2.45)$$

➤ Aliran permukaan

$$RO = BF + DRO \dots\dots\dots(2.46)$$

➤ $Q = 0,0116 \cdot RO \cdot A/H \dots\dots\dots(2.47)$

dimana :

$$BF = I - dVt$$

$$DRO = WS - I$$

Dimana notasi rumus di atas:

Rnet = hujan netto, (mm)

R = hujan, (mm)

Etp = evapotranspirasi potensial, (mm)

Eta = evapotranspirasi aktual, (mm)

Nd = jumlah hari kering (tidak hujan), (hari)

Nr = jumlah hari hujan, (hari)

WS = kelebihan air, (mm)

SS = daya serap tanah atas air, (mm)

SM = kelembaban tanah, (mm)

dV = perubahan kandungan air tanah, (mm)

V = kandungan air tanah, (mm)

I = laju infiltrasi, (mm)

Ci = koefisien resapan (<1)

k = koefisien resesi aliran air tanah (<1)

DRO = aliran langsung, (mm)

BF = aliran air tanah, (mm)

RO = aliran permukaan, (mm)

H = jumlah hari kalender dalam sebulan, (hari)

A = luas DPS, (km^2)

Q = debit aliran permukaan, (m^3/det)

t
t-1) = waktu tinjau (periode sekarang t dan yang lalu

➤ Parameter perhitungan F.J. MOCK :

- ✓ m = 30 - 50% untuk lahan pertanian yang diolah
- ✓ Kapasitas kelembaban tanah SMC (Soil Moisture Contents) = 200 mm
- ✓ Daerah Aliran Sungai Tambak Pocok = $1,77 \text{ km}^2$
- ✓ Koefisien infiltrasi (i) = 0,3
- ✓ Faktor resesi aliran air tanah (k) = 0.5
- ✓ Penyimpanan awal (initial storage) (IS) = 60 mm
- ✓ m (ditentukan) = 20

➤ Ketentuan -ketentuan :

- ✓ m = prosentase lahan tak tertutup vegetasi, dari peta tata guna lahan
- ✓ m = 0% untuk lahan dengan hutan lebat
- ✓ m = 0% pd akhir musim hujan, dan bertambah 10 % setiap bulan kering untuk lahan dengan hutan sekunder
- ✓ m = 10% - 40% untuk lahan yang tererosi
- ✓ m = 30% - 50% untuk lahan pertanian yang diolah (mis: sawah, ladang)

Musim kemarau m harus dibesarkan sekitar 10% dari musim hujan

- ✓ SMC = berdasarkan kondisi porositas lapisan tanah atas dari catchment area.

- ✓ SMC = 50 - 250 mm, kapasitas kandungan air dalam tanah per m², porositas makin besar, SMC makin besar pula
- ✓ $SMC = 100 + 0.2 * \text{hujan rerata tahunan}$
- ✓ Koefisien infiltrasi : tergantung kondisi porositas tanah dan kemiringan daerah pengaliran
- ✓ lahan yg porous infiltrasi besar, lahan yg terjal koef. Infiltrasi kecil. $i < 1$

2.7 Analisa proyeksi penduduk

Metode yang digunakan dalam memproyeksi pertumbuhan penduduk adalah Metode Geometri, dengan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$Pt = Po(1 + r)^t \dots\dots\dots(2.48)$$

(Ir. Sarwoko Mangkudiharjo, 1985)

Dimana :

P_t = jumlah penduduk pada t tahun mendatang

P_o = jumlah penduduk pada awal tahun proyeksi

r = laju pertumbuhan rata – rata penduduk pertahun

t = banyak perubahan tahun

2.8 Kebutuhan air domestik

Kebutuhan air domestik menggunakan acuan yang telah ditetapkan Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum sebagai berikut :

Tabel 2.7 Kebutuhan Air Domestik

Uraian	Kategori Kota Berdasarkan Jumlah Penduduk (x1000 jiwa)				
	>1000	500 - 1000	100 - 500	10 - 100	3 - 100
	Metro	Besar	Sedang	Kecil	Desa
Konsumsi unit SR (lt/org/hr)	190	170	150	130	100
Konsumsi unit HU (lt/org/hr)	30	30	30	30	30
Kehilangan air sistem baru (%)	20	20	20	20	20
Kehilangan air sistem lama (%)	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40	30 - 40
Faktor harian maksimum	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2	1.15 - 1.2
Faktor jam puncak	1.65 - 2	1.65 - 2	1.65 - 2	1.65 - 2	1.65 - 2
Jam operasi (jam)	24	24	24	24	24
Volume reservoir /m ³ (Kebutuhan harian rata-rata)	17.5 - 20	17.5 - 20	17.5 - 20	17.5 - 20	17.5 - 20

Sumber : Dirjen Cipta Karya Dep. PU, 1998

2.9 Evaporasi

Untuk menghitung Evaporasi yang terjadi di suatu daerah dapat menggunakan Rumus empiris Penman yaitu :

$$E = 0,35 (e_a - e_d) \left(1 + \frac{v}{100} \right) \dots\dots\dots(2.49)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2006)

Dimana :

E = evaporasi (mm/hari).

e_a = tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (mm/Hg)

e_d = tekanan uap sebenarnya (mm/Hg).

V = kecepatan angin pada ketinggian 2 m di atas permukaan tanah (mil/hari)

Tabel 2.8 : tekanan uap jenuh pada suhu rata-rata harian (e_a)

0°C	$P \text{ (mm/Hg)}$
-60	0.0008
-40	0.096
-20	0.783
-10	1.964
-1	4.22
0 (air + es + uap)	4.58
10	9.21
20	17.55
0°C	$P \text{ (mm/Hg)}$
3040	31.86
50	55.4
60	92.6
80	149.6
100	355.4
110	760.0 (1 atm)
125	1074
200	11650
250	29770
300	64300
350	123710

Sumber : (Suyono Sosrodarsono, 2003)

2.10 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk digunakan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan data topografi. Peta topografi yang di butuhkan adalah dengan beda tinggi (kontur) 5 m atau 10 m. Untuk perhitungan luas dibatasi oleh masing - masing kontur, kemudian dicari volume yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan. Rumus yang digunakan sebagai berikut :

$$V = \sum [(F_i + F_{i+1}) / 2 (h_i + h_{i+1})] \dots\dots\dots (2.50)$$

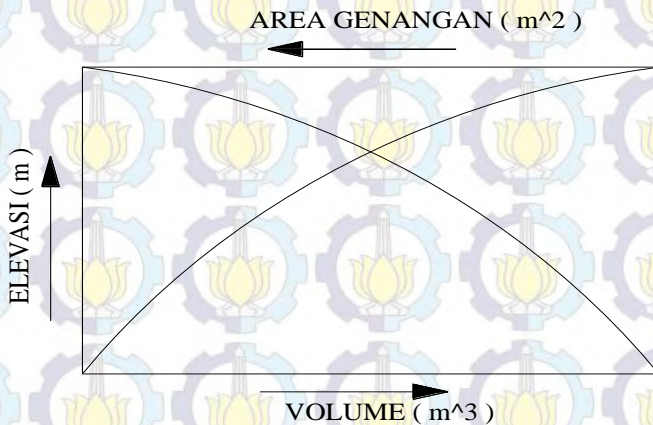
Dimana:

V = volume (m^3)

F_i = luas daerah ke-I (m^2)

h_i = ketinggian (kontur) daerah ke-I (m)

Setelah semua luas dan volume masing-masing diketahui, maka gambarkan pada grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume seperti pada **Gambar 2.3**



Gambar 2.3 Grafik Hubungan Antara Elevasi, Luas dan Volume

2.11 Kapasitas Mati (Dead Storage)

Untuk mengetahui kapasitas mati (dead storage) yaitu dengan menghitung besarnya endapan lumpur (sedimen) selama umur waduk difungsikan. Pada bagian dead storage, tidak dapat digunakan untuk eksploitasi dan merupakan baris terendah untuk menjaga agar material endapan tidak terangkut sewaktu di pintu pengambilan.

Karena tidak ada catatan hasil pengukuran sedimen yang dapat digunakan untuk perencanaan ini, maka penentuan sedimen ditentukan dengan **Tabel 2.9** :

Tabel 2.9 Angka Satuan Sedimentasi di Daerah Pengaliran

Topografi	Geografi	Daerah pengaliran (km ²)						
		2	5	10	20	30	50	100
Stadium permulaan pembentukan	zone A			100 - 300		300 - 800		800 - 1200
	zone B			100 - 200		200 - 500		500 - 1000
	zone C			100 - 150		150 - 400		400 - 800
Stadium akhir pembentukan	zone A			100 - 200		200 - 500		500 - 1000
	zone B			100 - 150		150 - 400		400 - 1000
	zone C			50 - 100		100 - 350		300 - 500
Stadium pertengahan	zone B	< 50		50 - 100		100 - 350		300 - 500
	zone C	< 50		50 - 100				100 - 200
Dataran yang stabil	zone B	< 50		50 - 100				100 - 200
	zone C		< 50		50 - 100			100 - 200

Sumber : (Suyono Sosrodarsono, 1977)

Setelah itu dimasukkan dalam perhitungan volume total sedimen selama umur rencana Embung dengan persamaan berikut:

$$\text{Volume sedimen total} = P_s \times A \times n \dots \dots \dots (2.51)$$

Dimana:

P_s = harga satuan sedimentasi (m³/km/tahun)

A = luas daerah pengaliran (km²)

n = umur rencana (tahun)

2.12 Kapasitas Efektif

kapasitas efektif embung ditentukan dari besarnya debit pengambilan pada pintu keluaran (*outlet*). Kapasitas efektif embung diperlukan untuk mengetahui jumlah air yang masih harus disimpan pada tampungan sehingga pada saat air digunakan masih mencukupi kebutuhan yang diperlukan. Untuk menghitung tampungan air embung digunakan persamaan keseimbangan air (*Water Balance*) antara *inflow* dari debit andalan dan *outflow* untuk kebutuhan air baku penduduk. Persamaannya sebagai berikut :

$$S_{t+1} - S_t = I + R + L - O \dots\dots\dots (2.52)$$

Dimana :

S_{t+1} = volume tampungan air embung pada saat $t + 1$

S_t = volume tampungan air embung pada saat t

I = volume debit *inflow*

R = volume curah hujan di daerah luasan embung, karena data *inflow* yang digunakan adalah hasil dari simulasi debit musiman dari data yang tersedia yang sudah memperhitungkan curah hujan di embung, maka $R = 0$

L = volume kehilangan air embung (evaporasi, rembesan).

O = volume debit *outflow* untuk memenuhi kebutuhan pemasokan air.

2.13 Reservoir Routing (Penelusuran Banjir)

Salah satu manfaat dari pembangunan bendungan dengan waduknya adalah untuk pengendalian banjir suatu sungai. Ini dapat terjadi karena air banjir ditampung di dalam waduk yang volumenya relatif besar, sehingga debit yang keluar dari sungai

lumayan kecil. Semakin besar volume waduk, maka semakin besar pula manfaat pengendalian banjirnya.

Apabila terjadi banjir, maka permukaan air di dalam waduk naik sedikit demi sedikit dan dari beberapa kali banjir waduk akan penuh dengan air dan mencapai ambang bangunan pelimpah, dan apabila banjirnya belum reda, maka permukaan air di dalam waduk masih akan terus naik sampai permukaan air waduk maksimal. Sehingga sebagian air banjir tersebut mengalir melalui bangunan pelimpah, dan sisanya akan menyebabkan permukaan air di dalam waduk naik.

Tinggi permukaan maksimal air di waduk harus dapat dihitung dengan teliti dengan menggunakan routing banjir. Dengan mengetahui tinggi permukaan maksimal air waduk, maka dapat dicari tinggi bendungan yang paling menguntungkan (optimal) yang masih dalam keadaan aman terhadap risiko banjir. Salah satu cara yang akan diuraikan disini adalah dengan cara tahap demi tahap (*step by step*).

Rumus dasarnya adalah :

$$I - O = \frac{ds}{dt} \dots \dots \dots (2.53)$$

(Soedibyo, 2003)

Dimana :

I = *inflow*, debit air yang masuk ke dalam waduk (m³/detik), untuk suatu sungai dapat ditentukan

O = *outflow*, debit air yang keluar dari waduk (m³/detik) lewat bangunan pelimpah

ds/dt = debit air yang tertahan di dalam waduk untuk jangka waktu yang pendek

Apabila ditulis dalam bentuk integral menjadi :

$$\int I . dt - \int O . dt = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.54)$$

$\int I . dt$ dan $\int O . dt$ adalah debit x waktu untuk jangka yang pendek dan merupakan volume air.

Apabila diambil jangka waktu t yang cukup pendek, maka $\int . dt$ dapat disamakan dengan harga rata – rata dari 2 inflow yang berurutan (I_1 dan I_2). Jangka waktu t disesuaikan dengan hidrograf sungai yang ada. Untuk hidrograf yang waktunya diambil harian, maka t dapat diambil 12 jam atau 6 jam. Untuk hidrograf yang waktunya diambil jam, maka agar teliti jangka waktu t diambil 2 atau 3 jam.

$$I . dt = \frac{I_1 + I_2}{2}$$

Dengan cara yang sama maka $O . dt = \frac{O_1 + O_2}{2}$

$$\text{Jadi } \frac{I_1 + I_2}{2} . t - \frac{O_1 + O_2}{2} . t = S_2 - S_1 \dots \dots \dots (2.55)$$

Dimana :

$$\frac{I_1 + I_2}{2} = \text{rata – rata inflow setiap tahap (m}^3/\text{detik)}$$

$$\frac{O_1 + O_2}{2} = \text{rata – rata outflow setiap tahap (m}^3/\text{detik)}$$

$$t = \text{jangka waktu (periode) dalam detik}$$

$$S_2 - S_1 = \text{tambahan air yang tertampung di dalam waduk (m)}$$

Besaran – besaran yang sudah diketahui (I_1 , I_2 , t dan S_1) diletakkan di sebelah kiri, sedang masih harus dicari (O_2 dan S_2) diletakkan disebelah kanan.

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_1 \cdot t - \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t = S_2 - S_1$$

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \cdot t + \left(S_1 - \frac{1}{2} O_1 \cdot t \right) = S_2 + \frac{1}{2} \cdot O_2 \cdot t \dots \dots \dots (2.56)$$

Mula – mula diperkirakan tinggi kenaikan permukaan air di waduk, misalnya h_1 (di atas ambang bangunan pelimpah). Dapat dihitung tambahan volume ($S_2 - S_1$) di dalam waduk. Karena I_1 , I_2 , dan O_1 sudah tertentu, maka dapat dicari O_2 . Kemudian masuk di dalam perhitungan tahapan berikutnya sehingga dapat dicari tinggi kenaikan permukaan waduk. Apabila angka ini berbeda (biasanya memang demikian) lalu diadakan perhitungan berikutnya. Demikian seterusnya dan perhitungan dihentikan setelah kedua angkanya hampir sama besarnya.

2.14 Keseimbangan air (*water balance*)

Bila diperhatikan dalam suatu siklus hidrologi pada suatu periode tertentu akan terlihat jumlah air yang datang (*inflow*) dan jumlah air yang pergi (*outflow*). Perhitungan *inflow* dan *outflow* ini dalam suatu periode tertentu disebut sebagai keseimbangan air (*water balance*). Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume waduk akibat debit *inflow* dan *outflow*.

$$P = Et + SRO + GWF + \Delta S \dots \dots \dots (2.57)$$

$$I - O = \pm \Delta S$$

(Moch. Sholeh,)

Dimana :

I = *inflow*

O = *outflow*

ΔS = perubahan *storage*

E_t = evaporasi

SRO = *surface run off*

GWF = *ground water flow*

$I > O \rightarrow \Delta s$ Positif

$I < O \rightarrow \Delta s$ Negatif

2.15 Pemilihan Mercu Spillway Tipe Ogee

Mercu Ogee berbentuk tirai luapan bawah dari bendung ambang tajam aerasi. Oleh karena itu mercu ini tidak akan memberikan tekanan subatmosfir pada permukaan mercu sewaktu bendung mengalirkan air pada debit rencana. Untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu. Untuk merencanakan permukaan mercu Ogee bagian hilir, *U.S. Army Corps of Engineers* telah mengembangkan persamaan berikut:

$$\frac{Y}{nd} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{hd} \right)^n \dots\dots\dots (2.58)$$

(*Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986*)

Dimana :

X dan Y = koordinat-koordinat permukaan hilir

hd = tinggi energi rencana di atas mercu

k dan n = parameter

Harga-harga ini bergantung kepada kecepatan dan kemiringan permukaan belakang. Tabel 2.6 menyajikan harga –

harga K dan n untuk berbagai kemiringan hilir dan kecepatan pendekatan yang rendah.

Tabel 2.10 Harga – harga K dan n

Kemiringan permukaan hilir	K	n
Vertikal	2	1.85
3:1	1.936	1.836
3:2	1.939	1.81
1:1	1.873	1.776

Sumber : (Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Bagian hulu mercu bervariasi sesuai dengan kemiringan permukaan hilir (**lihat Gambar 2.4**). Persamaan antara tinggi energi dan debit untuk bendung mercu Ogee adalah :

$$Q = C_d \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} g b H_1^{1.5}} \dots\dots\dots (2.59)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Dimana :

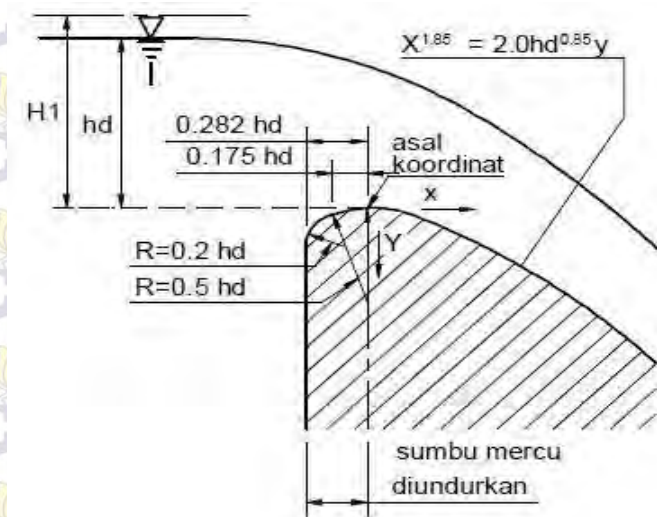
Q = debit (m³/dt)

C_d = koefisien debit ($C_d = C_0 C_1 C_2$)

G = percepatan gravitasi, m/dt² ($\cong 9,8$)

b = lebar mercu (m)

H_1 = tinggi energi di atas ambang (m)

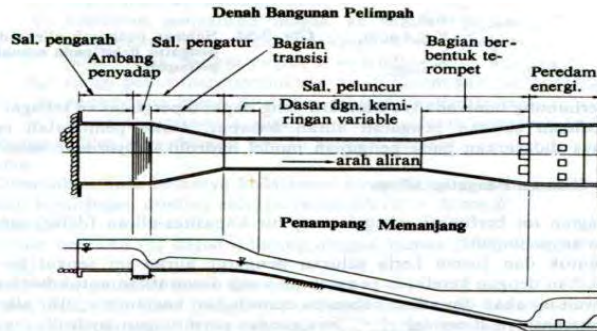


(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Gambar 2.4. Bentuk-bentuk bendung mercu Ogee

2.16 Bangunan Pelimpah (*spillway*)

Pada bendungan urugan, terdapat berbagai tipe bangunan pelimpah dan untuk menentukan tipe yang sesuai, diperlukan suatu study yang luas dan mendalam, hingga diperoleh alternatif yang paling ekonomis. Selanjutnya akan dibahas hanya tipe bangunan pelimpah yang paling umum dipergunakan pada bendungan urugan, yaitu bangunan pelimpah terbuka dengan ambang tetap. Berikut ini adalah salah satu skema tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan. Bangunan pelimpah tipe ini, biasanya terdiri dari empat bagian utama yaitu : Saluran Pengarah utama, Saluran pengatur aliran, Saluran peluncur, dan peredam energi.



Gambar 2.5 Skema suatu tipe bangunan pelimpah pada bendungan urugan

❖ Saluran pengarah dan pengatur aliran

Ambang yang digunakan adalah berbentuk bendung pelimpah (*overflow weir*). Digunakan untuk debit air yang besar. Permukaan bendung berbentuk lengkung disesuaikan dengan aliran air, agar tidak ada air yang lepas dari dasar bendung. Hal ini untuk mencegah terjadinya kerusakan pada permukaan beton yang dilewati air. Karena kecepatan air yang terjadi biasanya besar maka bangunan pelimpah selalu dibuat dari beton bertulang. Rumus untuk bendung pelimpah adalah :

$$Q = C B H^{\frac{3}{2}} \dots\dots\dots(2.60)$$

Dimana :

Q = debit air ($m^3/detik$).

B = panjang bendung (m).

H = kedalaman air tertinggi di sebelah hulu bendung (m)

C = koefisien limpahan.

Koefisien limpahan dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut

$$Cd = 2,2 - 0,0416 \left(\frac{H_d}{W} \right)^{0,99} \dots\dots\dots(2.61)$$

$$C = 1,6 \times \frac{\left[1 + 2a \left(\frac{h}{H_d} \right) \right]}{\left[1 + a \left(\frac{h}{H_d} \right) \right]} \dots\dots\dots (2.62)$$

(*Suyono Sosrodarsono, 2002*)

Dimana :

C = Koefisien limpahan

Cd = Koefisien limpahan pada saat $h = H_d$

h = Tinggi air di atas mercu ambang bendung lebar efektif
mercu pelimpah

W = Tinggi bendung

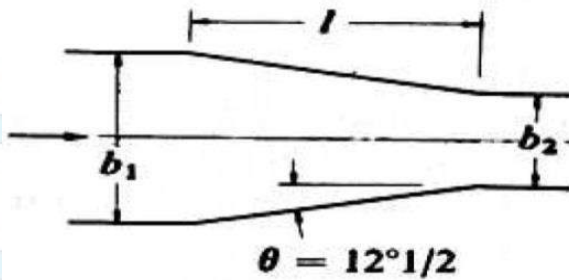
Hd = Tinggi tekan rencana diatas mercu bendung

a = Konstanta (diperoleh saat $h = H_d$, $C = C_d$)

❖ Saluran Transisi

Pada hakekatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan – pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman – pengalaman serta pada pengujian – pengujian model hidrolika.

Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.6 Saluran Transisi

❖ Saluran Peluncur

Berbagai metode perhitungan telah banyak dikembangkan untuk mendapatkan garis permukaan aliran di dalam saluran peluncur, di bawah ini akan diperkenalkan metode perhitungan yang didasarkan pada teori Bernoulli, sebagai berikut :

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L \dots \dots \dots (2.63)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

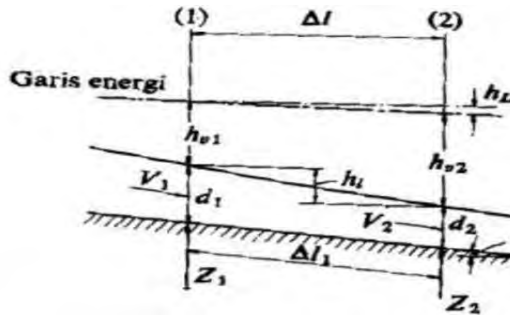
Dimana :

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertikal

d = kedalaman air pada bidang tersebut

h_v = tinggi tekanan kecepatan pada bidang tersebut

h_L = kehilangan tinggi tekanan yang terjadi di antara 2 buah bidang vertikal yang ditentukan.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.7 Skema Saluran Peluncur

❖ Peredam Energi (*Kolam Olakan*)

Bangunan peredam energi digunakan untuk menghilangkan atau untuk mengurangi energi dalam aliran air agar tidak merusak tebing, jembatan, jalan, bangunan dan instalasi lain di sebelah hilir bangunan pelimpah yaitu di ujung hilir saluran peluncur. (Soedibyo, 2003)

Secara umum kolam olakan masih dapat dibedakan dalam 3 tipe utama, yaitu :

- Kolam olakan datar
- Kolam olakan miring ke hilir
- Kolam olakan miring ke udik

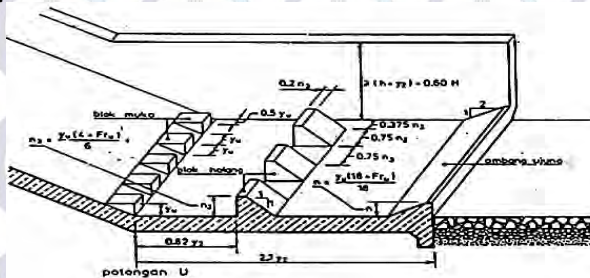
Akan tetapi yang paling umum digunakan adalah kolam olakan datar. Kolam olakan datar mempunyai berbagai variasi dan yang terpenting adalah 4 tipe, yang dibedakan oleh rezim hidrolika alirannya dan kondisi konstruksinya, antara lain sebagai berikut :

1. Kolam Olakan datar tipe I

Kolam olakan datar tipe I adalah suatu kolam olakan dengan dasar yang datar dan terjadinya peredaman energi yang terkandung dalam aliran air dengan benturan secara langsung aliran tersebut ke atas permukaan dasar kolam. Tipe ini hanya sesuai untuk mengalirkan debit yang relatif kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan

3. Kolam Olakan datar Tipe III

Prinsip kerja Kolam Olakan tipe III ini sangat mirip dengan sistem kerja Kolam Olakan datar tipe III, namun Kolam Olakan tipe III ini lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hydrostatik yang rendah, debit yang agak kecil ($Q < 18,5 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$, $V < 18 \text{ m}/\text{dt}$, dan bilangan Froude $> 4,5$).

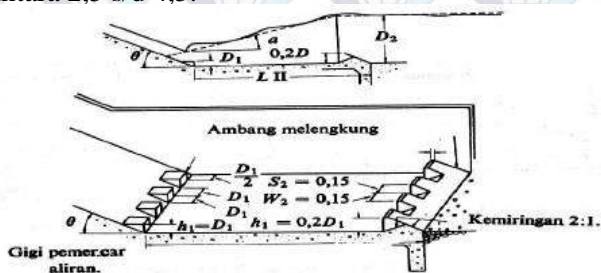


(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.10 Bentuk Kolam Olakan Datar Tipe III

4. Kolam Olakan datar Tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe IV sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, akan tetapi penggunaannya yang paling cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hydrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar, yaitu untuk aliran dalam kondisi super kritis dengan bilangan Froude antara 2,5 s/d 4,5.



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.11 Bentuk Kolam olakan datar Tipe IV

Dalam penentuan jenis kolam olakan sebagai patokan digunakan bilangan Froude yang dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot D1}} \dots\dots\dots (2.64)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana:

Fr = bilangan *Froude*

$V1$ = kecepatan aliran pada penampang 1 (m/dtk)

$D1$ = kedalaman air di bagian hulu kolam olak (m)

g = percepatan gravitasi (9,8 m/dtk²)

Untuk mengetahui kedalaman air pada bagian hilir kolam olakan dapat diperoleh dari rumus sebagai berikut :

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (2.65)$$

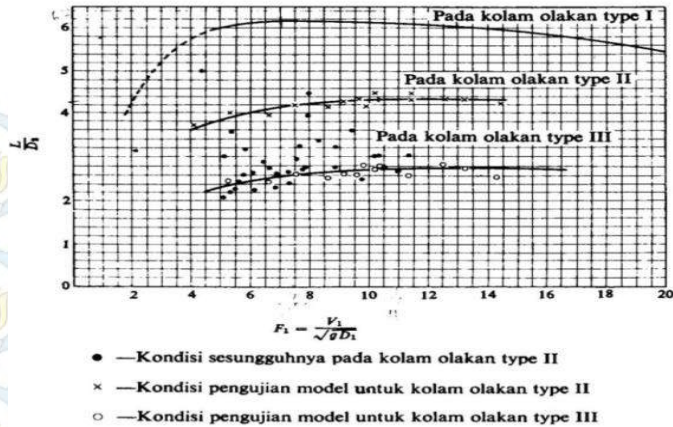
(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

$D1$ dan $D2$ = kedalaman air (m)

Sedangkan untuk mengetahui panjang kolam olakan menggunakan grafik hubungan antara bilangan Froude dengan $\frac{L}{D_2}$ (dimana L disini ialah panjang kolam olakan yang dicari).

$\frac{L}{D_2}$



Gambar 2.12 Grafik Hubungan Antara Bilangan Froude Dengan Nilai

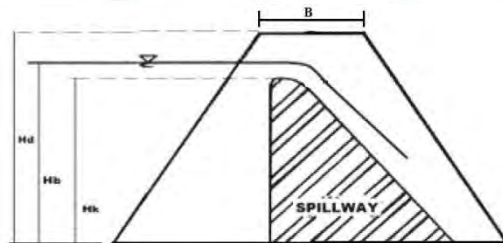
$$\frac{L}{D_2}$$

2.17 Analisa Tubuh Bendungan

Analisa tubuh bendungan meliputi perencanaan tinggi bendungan, lebar mercu bendung, perhitungan formasi garis rembesan, dan analisa stabilitas tubuh bendungan urugan.

❖ Perencanaan Tinggi Bendungan

Yang dimaksud dengan tinggi bendungan adalah perbedaan antara elevasi permukaan pondasi dan elevasi mercu bendungan.



Gambar 2.13 Penampang Tinggi bendungan

$$H_d = H_b + H_f \dots\dots\dots(2.66)$$

Dimana :

- H_d = Tinggi tubuh bendungan rencana (m)
 H_k = Tinggi muka air kolam pada kondisi penuh (m)
 H_b = Tinggi tampungan banjir (m)
 H_f = Tinggi jagaan (m)

❖ **Perencanaan Tinggi Bebas (Free Board) Bendungan**

The Japanese National Committee on Large Dams (JANCOLDS) telah menyusun standar minimal tinggi ruang bebas seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.11 Standar Tinggi Ruang Bebas Menurut JANCOLDS

No.	Tinggi Bendungan (meter)	Bendungan Beton	Bendungan Urugan
1	< 50	1 meter	2 meter
2	50 - 100	2 meter	3 meter
3	> 100	2,5 meter	3,5 meter

Sumber : (Soedibyo, 1993)

❖ **Perencanaan Lebar Mercu Bendungan**

Lebar mercu bendungan yang memadai diperlukan agar puncak bendungan (Gambar 2.12) dapat bertahan terhadap hempasan ombak diatas permukaan lereng yang berdekatan dengan mercu tersebut dan dapat bertahan terhadap aliran filtrasi yang melalui bagian puncak tubuh bendungan yang bersangkutan. Disamping itu pada penentuan lebar mercu bendungan perlu pula diperhatikan kegunaanya, misalnya sebagai jalan eksploitasi dan pemeliharaan bendungan yang bersangkutan. Kadang – kadang lebar mercu bendungan ditentukan berdasarkan kegunaannya sebagai jalan lalu lintas umum.

Lebar minimum mercu bendungan dapat dicari menggunakan persamaan sebagai berikut :

$$b = 3,6 \times H^{1/3} - 3,0 \dots \dots \dots (2.67)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

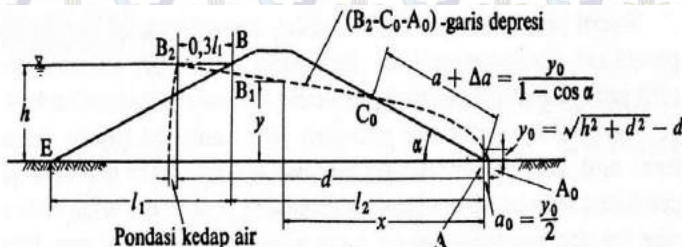
Dimana :

b = lebar mercu bendungan (meter)

H = tinggi bendungan (meter)

❖ Perencanaan Formasi Garis Depresi

Penentuan formasi garis depresi ditinjau pada saat embung terisi penuh (MAB) dan rumus yang digunakan adalah “Metode *Casagrande*“, dengan peninjauan ujung tumit hilir (Gambar 2.13) sebagai permulaan koordinat sumbu X dan Y. Maka dapat ditentukan garis depresinya dengan persamaan parabola sebagai berikut :



(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Gambar 2.14 Garis Depresi

$$x = \frac{y^2 - y_0^2}{2 \cdot y_0} \dots \dots \dots (2.68)$$

atau

$$y = \sqrt{2 \cdot y_o \cdot x + y_o^2} \dots\dots\dots(2.69)$$

dan

$$y_o = \sqrt{d^2 + h^2} - d \dots\dots\dots(2.70)$$

(Suyono Sosrodarsono, 2002)

Dimana :

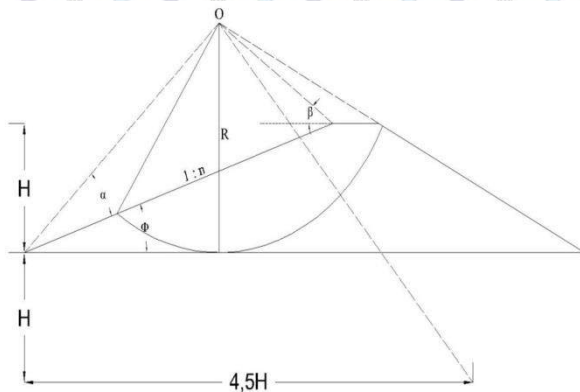
h = jarak vertikal antara titik A dan B

d = jarak horisontal antara titik B₂ dan A

L_1 = jarak horisontal antara B dan E

L_2 = jarak horisontal antara B dan A

2.18 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan



Gambar 2.15 Bidang longsor bendungan urugan

Tabel 2.12 Tabel nilai sudut β , Φ , dan α

n	Φ (derajat)	α (derajat)	β (derajat)
1:1	45	28	37
1:1,5	33,68	26	35
1:2	26,57	25	35
1:3	18,43	25	35
1:5	11,32	25	37

Sumber : (Braja M. Das, 1993)

Perumusannya dapat dituliskan sebagai berikut:

$$F_s = \frac{\sum \{C.l + (N - U - N_e) \tan \theta\}}{\sum (T + T_e)} \dots \dots \dots (2.71)$$

Dimana :

F_s = angka keamanan

N = beban komponen vertikal dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \cos \alpha$)

T = beban komponen tangensial dari berat setiap irisan bidang luncur ($\gamma \times A \cdot \sin \alpha$)

U = tekanan air pori pada setiap irisan bidang luncur

N_e = komponen vertikal beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \sin \alpha$)

T_e = komponen tangensial beban seismic pada setiap irisan bidang luncur ($e \times \gamma \times A \cdot \cos \alpha$)

θ = sudut gesekan dalam

C = angka kohesi

E = intensitas seismic horizontal

2.19 Analisa Stabilitas Pelimpah / Spillway

❖ Stabilitas Terhadap Rembesan

$$Cl < \frac{\sum Lv + \frac{1}{3} \sum Lh}{\Delta H} \dots \dots \dots (2.72)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Dimana :

CL = angka rembesan Lane
 $\sum Lv$ = jumlah panjang vertikal (m)
 $\sum LH$ = jumlah panjang horisontal (m)
 ΔH = beda tinggi muka air (m)

Tabel 2.13Angka Rembesan Lane

Material	CL
Pasir sangat halus atau lanau	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

Sumber : (Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986)

❖ **Stabilitas Terhadap Gaya Tekan Ke Atas**

$$U_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \times \Delta H \right) \dots\dots\dots(2.73)$$

(*Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986*)

$$\sum L = L_v + \frac{1}{3} L_H \dots\dots\dots(2.74)$$

(*Kriteria Perencanaan Irigasi 06, 1986*)

Dimana :

U_x = tekanan air pada titik yang ditinjau (ton/m²)

H_x = tinggi air di hulu bendung ditinjau dari titik X (meter)

L_x = jarak jalur rembesan pada titik X (meter)

$\sum L$ = panjang total jalur rembesan (meter)

ΔH = beda tinggi energi (meter)

❖ **Stabilitas Terhadap Guling**

$$\frac{\sum MP}{\sum MG} \geq SF \dots\dots\dots(2.75)$$

(*Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986*)

Dimana :

$\sum MP$ = momen tahanan (ton.m)

$\sum MG$ = momen guling (ton.m)

SF = angka keamanan (diambil 1,0 – 1,5)

❖ **Stabilitas Terhadap Geser**

$$\frac{(\sum V - \sum U).f}{\sum H} \geq SF \dots\dots\dots(2.76)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Dimana :

f = koefisien gesekan (0,7)

ΣV = gaya vertikal total

ΣU = gaya uplift total

ΣH = gaya horizontal total

SF = angka keamanan (diambil 1,0 – 1,5)

❖ **Stabilitas Terhadap Ketebalan lantai**

$$dx \geq SF \times \frac{Px - Wx}{\gamma} \dots\dots\dots (2.77)$$

(Kriteria Perencanaan Irigasi 02, 1986)

Dimana :

Px = gaya angkat pada titik x (Kg/ m²)

Wx = kedalaman air dititik x (m)

γ = 2400 kg/m² (berat jenis beton)

dx = ketebalan lantai pada titik x (m)

SF = angka keamanan (diambil 1,25)

BAB III

METODOLOGI

Metodologi yang dipakai dalam menyelesaikan permasalahan tersebut adalah sebagai berikut:

3.1.Studi Literatur

Pengumpulan Studi literatur ini tujuannya adalah untuk mengetahui rumus-rumus dan dasar teori yang digunakan dalam menyelesaikan permasalahan yang ada, buku-buku yang dipakai adalah buku-buku Hidrologi, buku-buku bendungan, buku-buku Hidrolika dan buku-buku tentang mekanika tanah.

3.2.Pengumpulan Data

Data-data yang diperlukan dan dikumpulkan untuk menyelesaikan permasalahan yang ada antara lain sebagai berikut :

1. Data Hidrologi
 - Data curah hujan stasiun.
2. Data Klimatologi
 - Data kelembaban
 - Data suhu / temperatur
 - Data kecepatan angin
3. Data Topografi
 - Peta topografi
 - Peta lokasi kawasan
4. Data jumlah penduduk.
 - Data jumlah penduduk Desa Tambak Pocok.
5. Data tanah

3.3.Penyusunan Penyelesaian Masalah

Penyusunan penyelesaian masalah berdasarkan perencanaan embung, yang meliputi :

3.3.1 Analisa Kapasitas Tampungan

Untuk mengetahui volume tampungan embung harus memperhitungkan debit kebutuhan (outflow) dan debit andalan (inflow). Tujuannya untuk mengetahui volume kapasitas maksimum yang bisa ditampung oleh embung dan untuk mengetahui elevasi mercu bendung dari kapasitas tampungan efektif embung. Dan hasil dari kapasitas efektif dapat diplotkan ke dalam grafik lengkung kapasitas dan dapat diketahui pada elevasi berapa pelimpah atau *spillway* harus diletakkan.

1. Debit kebutuhan (*Outflow*)

a) Analisa kebutuhan air baku penduduk

Analisa kebutuhan air baku penduduk adalah untuk menetapkan kebutuhan air bersih yang diperlukan oleh penduduk beserta fasilitas-fasilitas sosial ekonomi, termasuk menentukan kebutuhan air baku untuk masa mendatang yang didapat dari data jumlah penduduk untuk proyeksi penduduk dengan jangka waktu 25 tahun yang akan datang.

b) Evaporasi

Evaporasi dimaksudkan untuk mengetahui penguapan air apabila terkena sinar matahari yang akan mengurangi volume air yang terdapat di dalam embung. Penguapan atau evaporasi yang dipicu oleh temperatur dari sinar matahari dan angin dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penmann.

2. Debit andalan (*Inflow*)

Debit andalan adalah besarnya debit yang tersedia untuk memenuhi kebutuhan air. Dalam perencanaan proyek-proyek penyediaan air terlebih dahulu harus dicari debit andalan (*dependable discharge*), yang tujuannya adalah untuk menentukan debit perencanaan yang diharapkan selalu tersedia di sungai (*Soemarto, 1987*). Debit tersebut digunakan sebagai patokan ketersediaan debit yang masuk ke waduk pada saat pengoperasiannya.

3.3.2 Analisa Hidrologi

Analisa Hidrologi yang di perlukan untuk menyelesaikan permasalahan antara lain :

1. Perhitungan curah hujan rata-rata

Perhitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan mengolah data-data hujan yang didapatkan dari catatan masing-masing stasiun hujan di daerah dekat studi. Dan di ambil curah hujan maksimum yang terjadi pada tiap tahun dengan metoda *Arithmetic Mean* atau *Thiessen Polygon*.

2. Perhitungan curah hujan rencana

Dari hasil perhitungan curah hujan rata-rata, selanjutnya dihitung parameter statistik untuk mengetahui metode distribusi yang bisa dilakukan, misalnya *Log Pearson Type III*, kemudian di tes uji kecocokan distribusi menggunakan Smirnov kolmogorov dan chi Square, setelah itu bisa dihitung curah hujan rencana dengan periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, dan 100 tahun.

3. Uji kesesuaian distribusi frekuensi curah hujan rencana

Pengujian ini dipakai untuk mengetahui apakah suatu data dengan jenis sebaran yang dipilih setelah penggambarannya pada kertas probabilitas, perlu dilakukan pengujian lebih lanjut, pengujian ini dilakukan dengan 2 cara, yaitu :

- ❖ Uji *Smirnov Kolmogorov*, pengujian ini dilakukan dengan menggambarkan probabilitas untuk tiap data distribusi teoritis dan empiris.
- ❖ Uji *Chi kuadrat*, pengujian ini digunakan untuk menguji apakah distribusi pengamatan dapat disamakan dengan baik oleh distribusi teoritis.

4. Perhitungan debit banjir rencana

Perhitungan ini digunakan sebagai dasar untuk merencanakan tingkat pengamanan tingkat bahaya banjir pada suatu kawasan dengan penerapan angka-angka kemungkinan

terjadinya banjir terbesar. Perhitungan debit banjir rencana ini menggunakan metode hidrograf *Nakayasu*.

5. Penelusuran banjir

Perhitungan *reservoir routing* (penelusuran banjir di waduk) untuk mengetahui tinggi air di atas pelimpah.

6. Keseimbangan air (*water balance*)

Perhitungan keseimbangan air ini untuk mengetahui berapa perubahan volume embung akibat debit *inflow* dan *outflow*.

3.3.3 Analisa Hidrolika

1. Mercu bendung

Setelah diketahui elevasi mercu bendung dan *spillway*, maka tentukan jenis mercu yang digunakan, misalnya mercu Tipe Ogee dengan hulu tegak. Sedangkan untuk menghitung kedalaman air pada tiap-tiap bagian *spillway*, dihitung dengan *trial error* (coba-coba) dengan asas Bernoulli yang meliputi saluran transisi, saluran peluncur lurus, dan saluran peluncur terompet. Dari kecepatan di saluran peluncur terompet, maka bisa dihitung bilangan Froude (*Froude number*) untuk menentukan tipe peredam energy (*kolam olak*) yang digunakan.

2. Dimensi tubuh bendungan

Dimensi tubuh bendungan meliputi : tinggi bendungan, kemiringan lereng urugan, tinggi jagaan dan bentang bendungan.

Perhitungan tubuh bendungan, diawali dengan menghitung lebar mercu bendungan dan diteruskan dengan perhitungan kemiringan lereng hulu dan hilir bendungan. Selanjutnya dihitung aliran rembesan (filtrasi) yang terjadi di dalam bendungan yang dipengaruhi oleh adanya drainase tumit.

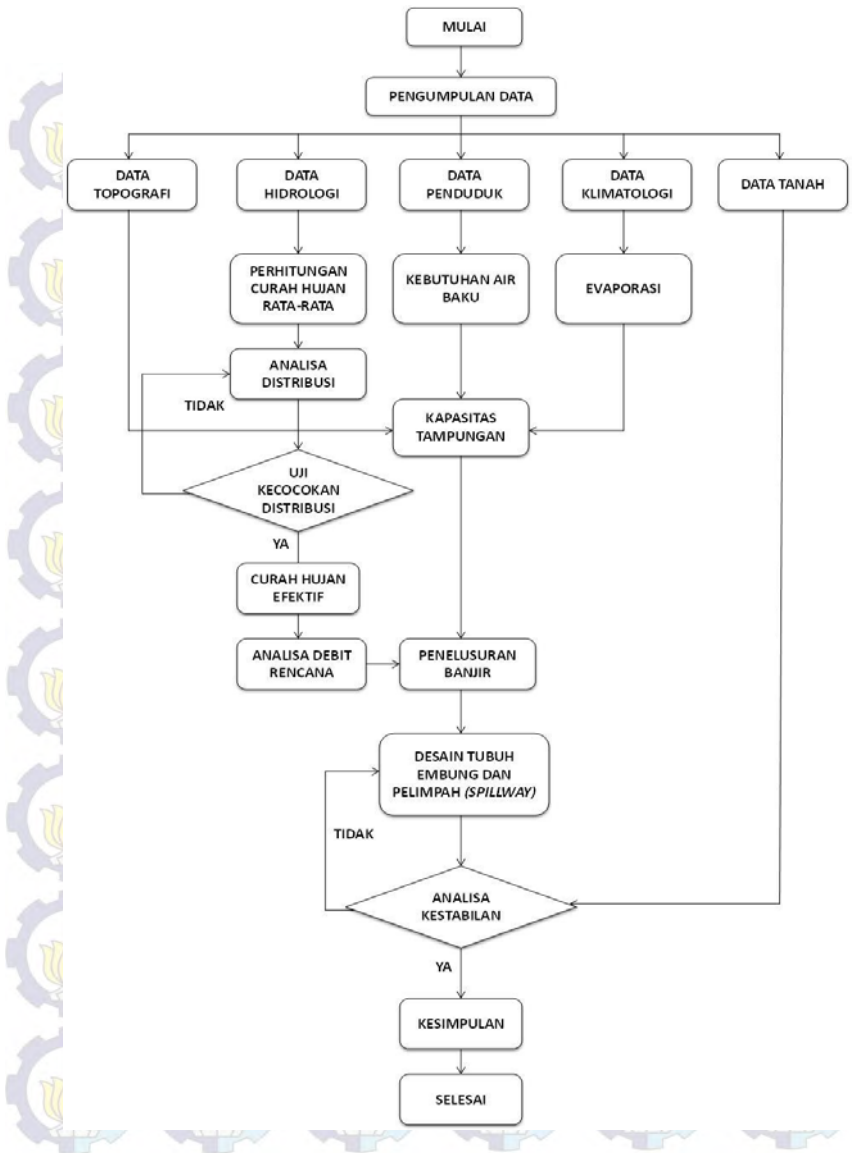
3.3.4 Analisa Stabilitas Tubuh Bendungan dan Bangunan Pelimpah (*Spillway*)

1. Analisa stabilitas tubuh bendungan

Analisa stabilitas tubuh bendungan terhadap longsor dengan menggunakan metode Fellinnius yang meliputi : kestabilan lereng bendungan pada saat bendungan kosong, bendungan pada saat banjir (muka air maksimum), pada saat muka air banjir turun tiba-tiba dan pada saat elevasi muka air turun sama dengan elevasi sedimen (*dead storage*).

2. Pelimpah (*spillway*).

Analisa stabilitas meliputi stabilitas geser, stabilitas gaya tekan keatas, stabilitas guling, stabilitas terhadap daya dukung tanah, kontrol rembesan, kontrol retak dan kontrol ketebalan lantai.

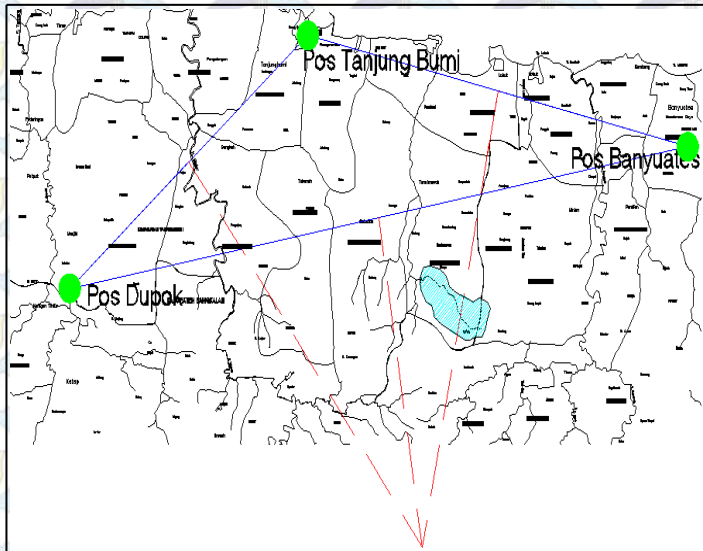


Gambar 3.1 Diagram Alir Pengerjaan Tugas Akhir

BAB IV ANALISA HIDROLOGI

4.1 Perhitungan Curah Hujan Rata – Rata

.Analisa data hujan curah hujan digunakan untuk mendapatkan curah hujan maksimum yang akan digunakan untuk perhitungan curah hujan rencana. Analisa tersebut dilakukan dengan menggunakan metode *Thiessen Polygon*, tujuannya untuk menentukan data hujan dari pos hujan yang berpengaruh di lokasi pada lokasi studi.



Gambar 4.1 *Thiessen Polygon* Daerah Aliran Sungai Embung Tambak Pocok

Hasil analisa pos hujan dengan menggunakan metode *Thiessen Polygon* menunjukkan bahwa data hujan yang berpengaruh terhadap DAS (Daerah Aliran Sungai) Embung Tambak Pocok hanya berasal dari 2 pos hujan, yaitu pos hujan Tanjung Bumi dan Pos hujan Banyuates. Sehingga untuk

mendapatkan curah hujan maksimum (curah hujan yang di pakai dalam perhitungan) yaitu dengan mencari Weighting Factor/koeffisien Thiessen.

Tabel 4.1 Weighting Factor/koeffisien Thiessen

Stasiun Hujan	A km ²	W
Tanjung Bumi	1.05	0.59322
Banyuates	0.72	0.40678

Sumber : (Perhitungan)

Angka koeffisien Thiessen untuk stasiun tersebut di dapat dari :

$$W_1 = \frac{A_1}{A_{tot}}; W_2 = \frac{A_2}{A_{tot}}$$

$$A_{total} = 1.77 \text{ km}^2$$

Untuk mendapatkan Curah hujan rata – rata yaitu dengan cara sebagai berikut :

Misalkan perhitungan pada tahun 2001, diketahui curah hujan tanggal 1 bulan Januari pada stasiun hujan Tanjung Bumi adalah 0 mm dan tanggal 1 bulan Januari pada stasiun Banyuates adalah 0 mm, maka curah hujan rata – rata pada tanggal 1 bulan Januari tahun 2001 adalah

$$\bar{R} = W_1.R_1 + W_2.R_2$$

$$\bar{R} = 0,59322.0 + 0,40678.0$$

$$= 0 \text{ mm}$$

Perhitungan tersebut dilakukan pada setiap tanggal, bulan dan tahunnya sehingga akan diketahui curah hujan rata – rata dari 2 Stasiun hujan tersebut, kemudian setelah itu dicari curah hujan yang paling maksimum.

Dan di dapatkan curah hujan maksimum dari hasil metode Thissen poligon dari kedua pos hujan tersebut yaitu pada **Tabel 4.2** dibawah ini :

Tabel 4.2 Data Curah Hujan Rata-rata

Tahun	R max
2001	60
2002	62
2003	41
2004	43
2005	38
2006	61
2007	67
2008	51
2009	55
2010	52
2011	54
2012	65
2013	86

Sumber : (Perhitungan)

4.2 Analisa Distribusi Frekuensi

Curah hujan rencana dihitung untuk mendapatkan parameter statistik agar dapat diketahui jenis distribusi yang sesuai dengan data curah hujan yang ada. Hasil uji parameter statistik dapat dilihat pada **Tabel 4.3** berikut ini:

Tabel 4.3 Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan

Tahun	X_i	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
2001	60	29.24	855.20	25009.31	731367.47
2002	62	10.70	114.52	1225.54	13114.99
2003	41	7.92	62.75	497.13	3938.13
2004	43	5.62	31.55	177.19	995.23
2005	38	4.51	20.39	92.04	415.55
2006	61	3.67	13.45	49.33	180.92
2007	67	-1.59	2.52	-3.99	6.34
2008	51	-2.18	4.75	-10.36	22.58
2009	55	-4.50	20.27	-91.24	410.78
2010	52	-5.76	33.13	-190.72	1097.85
2011	54	-14.13	199.63	-2820.60	39852.43
2012	65	-15.32	234.56	-3592.48	55020.74
2013	86	-18.20	331.13	-6025.46	109644.50
Jumlah	736.73	0.00	1923.85	14315.67	956067.50
\bar{X}	56.67		Cs	0.69	
S	12.66		Ck	4.76	
n	13		Cv	0.02	

(Sumber :Perhitungan)

Hasil uji parameter statistik di atas harus disesuaikan dengan sifat-sifat khas dari beberapa distribusi teoritis sebagai berikut :

- Distribusi Normal mempunyai harga $C_s = 0$ dan $C_k = 3$
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $C_s > 0$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $C_s = 1.139$ dan $C_k = 5.402$
- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga C_s dan C_k yang fleksibel
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga C_s antara $0 < C_s < 9$.

Dari hasil Uji Parameter Statistik dan berdasarkan syarat dari masing-masing tipe distribusi tersebut, dapat disimpulkan bahwa data yang ada dan sesuai yaitu dengan distribusi *Pearson Tipe III*, *Log Pearson Tipe III*, dan *Log Normal*.Setelah itu

dilakukan uji kecocokan terhadap distribusi tersebut agar diperoleh jenis distribusi yang diterima untuk digunakan dalam perhitungan curah hujan rencana.

4.3 Uji Kecocokan Distribusi

4.3.1 Distribusi Pearson Tipe III

4.3.1.1 Perhitungan Parameter Distribusi Pearson Tipe III

Dengan menggunakan persamaan 2.14 maka dapat dihitung curah hujan rencana dengan menggunakan distribusi Pearson Tipe III. seperti terlihat pada **Tabel 4.4** berikut ini:

Tabel 4.4 Hasil Uji Parameter Statistik Data Curah Hujan

Tahun	X_i	$(X_i - \bar{X})$	$(X_i - \bar{X})^2$	$(X_i - \bar{X})^3$	$(X_i - \bar{X})^4$
2001	60	3.67	13.451	49.331	180.925
2002	62	5.62	31.547	177.191	995.225
2003	41	-15.32	234.565	-3592.484	55020.739
2004	43	-14.13	199.631	-2820.598	39852.433
2005	38	-18.20	331.126	-6025.459	109644.502
2006	61	4.51	20.385	92.039	415.555
2007	67	10.70	114.521	1225.536	13114.989
2008	51	-5.76	33.134	-190.724	1097.846
2009	55	-1.59	2.518	-3.995	6.338
2010	52	-4.50	20.268	-91.244	410.776
2011	54	-2.18	4.752	-10.359	22.582
2012	65	7.92	62.754	497.127	3938.126
2013	86	29.24	855.200	25009.311	731367.468
	736.72881	0.00	1923.852	14315.672	956067.503
X	56.7				
S	12.7				
n	13.0				
Cs	0.7				
Ck	4.8				
Cv	0.0				

(Sumber :Perhitungan)

4.3.1.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Pengujian ini digunakan untuk menguji simpangan horizontal yaitu selisih / simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D_{maks}). Berdasarkan **Tabel 2.4** Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov, dapat ditentukan harga D_0 kritis dari data yang ada yaitu:

$$n = 13$$

$$\alpha = 5 \%$$

$$D_0 = 0.368$$

Tabel 4.5 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Pearson Tipe III

X_i	m	$P(x) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x<)$	$f(t)=(X_i - X)/S$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
86	1	0.071	0.93	2.31	0.010	0.990	0.061
67	2	0.143	0.86	0.85	0.198	0.802	-0.055
65	3	0.214	0.79	0.63	0.264	0.736	-0.050
62	4	0.286	0.71	0.44	0.330	0.67	-0.044
61	5	0.357	0.64	0.36	0.359	0.6406	-0.002
60	6	0.429	0.57	0.29	0.386	0.6141	0.043
55	7	0.500	0.50	-0.13	0.552	0.448	-0.052
54	8	0.571	0.43	-0.17	0.568	0.433	0.004
52	9	0.643	0.36	-0.36	0.641	0.359	0.002
51	10	0.714	0.29	-0.45	0.674	0.326	0.041
43	11	0.786	0.21	-1.12	0.869	0.131	-0.083
41	12	0.857	0.14	-1.21	0.887	0.113	-0.030
38	13	0.929	0.07	-1.44	0.925	0.075	0.003

(Sumber :Perhitungan)

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov seperti pada Tabel 4.5 di atas, didapat nilai D_{maks} sebesar 0.061. Karena nilai D_{maks} lebih kecil daripada nilai D_0 ($D_{\text{maks}} = 0.061 < D_0 = 0.368$) maka

distribusi yang digunakan yaitu Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima dan dapat digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

4.3.1.3 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji kecocokan data dengan menggunakan metode Chi-Kuadrat dapat dilakukan melalui beberapa tahapan seperti berikut:

- Urutkan data pengamatan dari besar ke kecil .
- MKelompokkan data menjadi G sub grup (kelas).

Untuk menentukan banyaknya kelas dari data yang ada digunakan persamaan (2.26).

$$\begin{aligned} G &= 1 + 3.322 \log 13 \\ &= 4.7 \approx 5 \end{aligned}$$

- Menentukan derajat kebebasan.

$$\begin{aligned} dk &= G - R - 1 \\ &= 5 - 2 - 1 \\ &= 2 \end{aligned}$$

(nilai R = 2, untuk Distribusi Pearson Tipe III).

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5 \%$ dan $dk = 2$, maka berdasarkan Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi) diperoleh nilai X^2 sebesar 5.991.

Hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) adalah 5 sub grup, sehingga interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20.

Peluang untuk tiap-tiap sub grup adalah :

- Sub group 1 : $P \leq 0.20$
- Sub group 2 : $0.20 \leq P < 0.40$
- Sub group 3 : $0.40 \leq P < 0.60$
- Sub group 4 : $0.60 \leq P < 0.80$
- Sub group 5 : $P \geq 0.80$

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Pearson Tipe III adalah persamaan 2.19, yaitu:

$$X = \bar{X} + k.S$$

Dari hasil perhitungan parameter Distribusi Log Normal pada Tabel 4.4 diperoleh nilai:

$$\bar{X} = 56.7$$

$$S = 12,7$$

sehingga persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$X = 56,7 + k.12,7$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 2.1. Nilai k Variabel Gauss. Persamaan tersebut digunakan untuk perhitungan batas-batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut.

❖ Sub group 1: $P \leq 0.20$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 56.7 + k. 12,7 \\ &= 56.7 + (0.790) 12,7 = 66.67 \end{aligned}$$

❖ Sub group 2 : $0.20 \leq P < 0.40$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 56.7 + k. 0,7 \\ &= 56.7 + (0.186) 12,7 = 59.03 \end{aligned}$$

❖ Sub group 3 : $0.40 \leq P < 0.60$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 56.7 + k. 12,7 \\ &= 63.1 + (-0.363) 12,7 = 52.08 \end{aligned}$$

❖ Sub group 4 : $0.60 \leq P < 0.80$

$$\begin{aligned} \text{Log } X &= 56.7 + k. 12,7 \\ &= 56.7 + (-0.857) 12,7 = 45.83 \end{aligned}$$

Tabel 4.6 Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Pearson Tipe III

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O_i	E_i		
1	$x \leq 45.83$	3	2.6	0.16	0.062
2	$45.83 - 52.08$	2	2.6	0.36	0.138
3	$52.08 - 59.03$	2	2.6	0.36	0.138
4	$59.03 - 66.67$	4	2.6	1.96	0.754
5	$x > 66.67$	2	2.6	0.36	0.138
Jumlah		13	13	-	1.231

(Sumber : Perhitungan)

Dari Tabel 4.6 di dapat nilai x_h^2 sebesar 1.231, sedangkan dari Tabel 2.3 nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat diperoleh nilai x^2 sebesar 5.991. Sehingga nilai $x_h^2 < x^2$ yaitu $1.231 < 5.991$, dan dapat disimpulkan bahwa Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

4.3.2 Distribusi Log Pearson Tipe III

4.3.2.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson Tipe III merupakan hasil transformasi dari Distribusi Pearson Tipe III, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X . Oleh karena itu, langkah pertama yang dilakukan adalah mengubah data curah hujan yang ada menjadi nilai logaritmiknya. Nilai logaritmik dari data curah hujan yang ada akan disajikan dalam Tabel 4.7 berikut ini.

Tabel 4.7 Nilai Logaritmik dari Data Curah Hujan

Tahun	Xi	Log Xi
2001	60	1.781
2002	62	1.794
2003	41	1.617
2004	43	1.629
2005	38	1.585
2006	61	1.787
2007	67	1.828
2008	51	1.707
2009	55	1.741
2010	52	1.717
2011	54	1.736

Tahun	Xi	Log Xi
2012	65	1.810
2013	86	1.934
Jumlah	736.72881	22.667

(Sumber : Perhitungan)

Nilai logaritmik pada tabel 4.7 dihitung untuk mendapatkan parameter-parameter Distribusi Log Pearson Tipe III dengan menggunakan persamaan (2.8), (2.9), (2.10), (2.11), (2.12) dan hasil perhitungannya adalah sebagai berikut.

Tabel 4.8 Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Log X	1.74
S log X	0.10
n	13.00
Cv	0.05
Cs	0.05
Ck	3.74

(Sumber : Perhitungan)

4.3.2.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Pengujian ini digunakan untuk menguji simpangan horisontal yaitu selisih / simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D_{maks}). Berdasarkan **Tabel 2.3** Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov, dapat ditentukan harga D_0 kritis dari data yang ada yaitu:

$$n = 13$$

$$\alpha = 5 \%$$

$$D_0 = 0.368$$

Tabel 4.9 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

X_i	m	$P(x) = \frac{m}{(n+1)}$	$P(x<)$	$f(t)=(X_i - X)/S$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
1.934	1	0.071	0.929	1.99	0.023	0.977	0.048
1.828	2	0.143	0.857	0.89	0.187	0.813	-0.044
1.810	3	0.214	0.786	0.69	0.245	0.755	-0.031
1.794	4	0.286	0.714	0.53	0.298	0.702	-0.012
1.787	5	0.357	0.643	0.45	0.326	0.674	0.031
1.781	6	0.429	0.571	0.39	0.348	0.652	0.080
1.741	7	0.500	0.500	-0.03	0.512	0.488	-0.012
1.736	8	0.571	0.429	-0.08	0.532	0.468	0.040
1.717	9	0.643	0.357	-0.27	0.606	0.394	0.036
1.707	10	0.714	0.286	-0.38	0.648	0.352	0.066
1.629	11	0.786	0.214	-1.20	0.885	0.115	-0.099
1.617	12	0.857	0.143	-1.33	0.908	0.092	-0.051
1.585	13	0.929	0.071	-1.65	0.951	0.050	-0.022

(Sumber :Perhitungan)

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov seperti pada Tabel 4.8 di atas, diperoleh nilai D_{maks} sebesar 0.080. Karena nilai D_{maks} lebih kecil daripada nilai D_o ($D_{maks} = 0.080 < D_o = 0.368$) maka distribusi yang digunakan yaitu Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

4.3.2.3 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji kecocokan data dengan metode Chi-Kuadrat dapat dilakukan melalui beberapa tahapan seperti berikut ini:

- d. Mengurutkan data pengamatan dari besar ke kecil .
- e. Mengelompokkan data menjadi G sub grup (kelas).

Untuk menentukan banyaknya kelas dari data yang ada digunakan persamaan (2.26).

$$G = 1 + 3.322 \log 13$$

$$= 4.7 \approx 5$$

f. Menentukan derajat kebebasan.

$$dk = G - R - 1$$

$$= 5 - 2 - 1$$

$$= 2$$

(nilai R = 2, untuk Distribusi Log Pearson Tipe III).

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5 \%$ dan $dk = 2$, maka berdasarkan Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi) diperoleh nilai X^2 sebesar 5.991.

Hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) adalah 5 sub grup, sehingga interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20.

Peluang untuk tiap-tiap sub grup adalah :

- Sub group 1 : $P \leq 0.20$
- Sub group 2 : $0.20 \leq P < 0.40$
- Sub group 3 : $0.40 \leq P < 0.60$
- Sub group 4 : $0.60 \leq P < 0.80$
- Sub group 5 : $P \geq 0.80$

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Pearson Tipe III adalah persamaan 2.24, yaitu:

$$\text{Log}X = \overline{\text{Log}X} + k.Sd\overline{\text{Log}X}$$

Dari hasil perhitungan parameter Distribusi Log pearson pada Tabel 4.4 diperoleh nilai:

$$\overline{\text{Log}X} = 1.74$$

$$S\overline{\text{Log}X} = 0.10$$

sehingga persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$X = 1.74 + k.0.10$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 2.1 Nilai k Variabel Gauss.

Persamaan tersebut digunakan untuk perhitungan batas-

batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut.

❖ Sub group 1: $P \leq 0.20$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k. 0.10 \\ &= 1.74 + (0.839) 0.10 = 1.824\end{aligned}$$

❖ Sub group 2 : $0.20 \leq P < 0.40$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k. 0.10 \\ &= 1.78 + (0.274) 0.10 = 1.7704\end{aligned}$$

❖ Sub group 3 : $0.40 \leq P < 0.60$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k. 0.10 \\ &= 1.74 + (-0.287) 0.10 = 1.716\end{aligned}$$

❖ Sub group 4 : $0.60 \leq P < 0.80$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k. 0.10 \\ &= 1.74 + (-0.844) 0.10 = 1.663\end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan Chi-Kuadrat sebagai berikut.

Tabel 4.10 Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Pearson Tipe III

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O_i	E_i		
1	$x \leq 1.663$	3	2.6	0.16	0.062
2	$1.663 - 1.716$	1	2.6	2.56	0.985
3	$1.716 - 1.770$	3	2.6	0.16	0.062
4	$1.770 - 1.824$	4	2.6	1.96	0.754
5	$x > 1.824$	2	2.6	0.36	0.138
Jumlah		13	13	-	2.000

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.10 menunjukkan nilai χ^2_h sebesar 2.000, sedangkan dari Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat diperoleh

nilai x^2 sebesar 5.991. Dapat dilihat bahwa nilai $x_h^2 < x^2$ yaitu $2.000 < 5.991$, sehingga dapat disimpulkan bahwa Distribusi Log Normal dapat diterima.

4.3.3 Distribusi Log Normal

4.3.3.1 Perhitungan Parameter Distribusi Log Normal

Distribusi Log Normal merupakan hasil transformasi dari Distribusi Normal, yaitu dengan mengubah nilai variat X menjadi nilai logaritmik variat X . Oleh karena itu, langkah pertama yang dilakukan adalah mengubah data curah hujan yang ada menjadi nilai logaritmiknya. Nilai logaritmik dari data curah hujan yang ada akan disajikan dalam Tabel 4.11 berikut ini.

Tabel 4.11 Nilai Logaritmik dari Data Curah Hujan

Tahun	X_i	Log X_i
2001	60	1.781
2002	62	1.794
2003	41	1.617
2004	43	1.629
2005	38	1.585
2006	61	1.787
2007	67	1.828
2008	51	1.707
2009	55	1.741
2010	52	1.717
2011	54	1.736
2012	65	1.810
2013	86	1.934
Jumlah	736.72881	22.667

(Sumber : Perhitungan)

Nilai logaritmik pada tabel 4.6 dihitung untuk mendapatkan parameter-parameter Distribusi Log Pearson Tipe III dengan menggunakan persamaan (2.8), (2.9), (2.10), (2.11), (2.12) dan hasil perhitungannya adalah sebagai berikut.

Tabel 4.12 Parameter Distribusi Log Pearson Tipe III

Log X	1.74
S log X	0.10
n	13.00
Cv	0.05
Cs	0.05
Ck	3.74

(Sumber : Perhitungan)

4.3.3.2 Uji Kecocokan Smirnov-Kolmogorov

Pengujian ini digunakan untuk menguji simpangan horisontal yaitu selisih / simpangan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris (D_{maks}). Berdasarkan **Tabel 2.3** Nilai Kritis Uji Smirnov-Kolmogorov, dapat ditentukan harga D_0 kritis dari data yang ada yaitu:

$$n = 13$$

$$\alpha = 5 \%$$

$$D_0 = 0.368$$

Tabel 4.13 Perhitungan Uji Smirnov-Kolmogorov Distribusi Log Normal

Xi	m	P(x) = m/(n+1)	P(x<)	f(t)=(Xi - X)/S	P'(x)	P'(x<)	D
1.934	1	0.071	0.929	1.99	0.023	0.977	0.048
1.828	2	0.143	0.857	0.89	0.187	0.813	-0.044
1.810	3	0.214	0.786	0.69	0.245	0.755	-0.031

Lanjutan Tabel 4.13

1.794	4	0.286	0.714	0.53	0.298	0.702	-0.012
1.787	5	0.357	0.643	0.45	0.326	0.674	0.031
1.781	6	0.429	0.571	0.39	0.348	0.652	0.080
1.741	7	0.500	0.500	-0.03	0.512	0.488	-0.012
1.736	8	0.571	0.429	-0.08	0.532	0.468	0.040
1.717	9	0.643	0.357	-0.27	0.606	0.394	0.036
1.707	10	0.714	0.286	-0.38	0.648	0.352	0.066
1.629	11	0.786	0.214	-1.20	0.885	0.115	-0.099
1.617	12	0.857	0.143	-1.33	0.908	0.092	-0.051
1.585	13	0.929	0.071	-1.65	0.951	0.050	-0.022

(Sumber :Perhitungan)

Perhitungan uji Smirnov-Kolmogorov seperti pada Tabel 4.13 di atas, diperoleh nilai D_{maks} sebesar 0.080. Karena nilai D_{maks} lebih kecil daripada nilai D_0 ($D_{\text{maks}} = 0.080 < D_0 = 0.368$) maka distribusi yang digunakan yaitu Distribusi Log Normal dapat diterima dan digunakan untuk perhitungan selanjutnya.

4.3.3.3 Uji Kecocokan Chi-Kuadrat

Uji kecocokan data dengan metode Chi-Kuadrat dapat dilakukan melalui beberapa tahapan seperti berikut ini:

g. Mengurutkan data pengamatan dari besar ke kecil .

h. Mengelompokkan data menjadi G sub grup (kelas).

Untuk menentukan banyaknya kelas dari data yang ada digunakan persamaan (2.26).

$$G = 1 + 3.322 \log 13$$

$$= 4.7 \approx 5$$

i. Menentukan derajat kebebasan.

$$dk = G - R - 1$$

$$= 5 - 2 - 1$$

$$= 2$$

(nilai R = 2, untuk Distribusi Log Pearson Tipe III).

Dengan derajat kepercayaan $\alpha = 5\%$ dan $dk = 2$, maka berdasarkan Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (Uji Satu Sisi) diperoleh nilai X^2 sebesar 5.991.

Hasil perhitungan jumlah kelas distribusi (G) adalah 5 sub grup, sehingga interval peluang (P) tiap-tiap sub grup adalah sebesar 0.20.

Peluang untuk tiap-tiap sub grup adalah :

- Sub group 1 : $P \leq 0.20$
- Sub group 2 : $0.20 \leq P < 0.40$
- Sub group 3 : $0.40 \leq P < 0.60$
- Sub group 4 : $0.60 \leq P < 0.80$
- Sub group 5 : $P \geq 0.80$

Persamaan dasar yang digunakan dalam Distribusi Pearson Tipe III adalah persamaan 2.24, yaitu:

$$\overline{\text{Log}X} = \overline{\text{Log}X} + k.Sd\overline{\text{Log}X}$$

Dari hasil perhitungan parameter Distribusi Log pearson pada Tabel 4.4 diperoleh nilai:

$$\overline{\text{Log}X} = 1.74$$

$$S\overline{\text{Log}X} = 0.10$$

sehingga persamaan dasar distribusi berubah menjadi:

$$X = 1.74 + k.0.10$$

harga k dapat dilihat pada Tabel 2.1 Nilai k Variabel Gauss.

Persamaan tersebut digunakan untuk perhitungan batas-batas kelas interval pada perhitungan uji *Chi-Square* sebagai berikut :

- ❖ Sub group 1: $P \leq 0.20$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k.0.10 \\ &= 1.74 + (0.84) 0.10 = 1.82\end{aligned}$$

- ❖ Sub group 2 : $0.20 \leq P < 0.40$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k.0.10 \\ &= 1.78 + (0.25) 0.10 = 1.77\end{aligned}$$

❖ Sub group 3 : $0.40 \leq P < 0.60$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k \cdot 0.10 \\ &= 1.74 + (-0.25) 0.10 = 1.72\end{aligned}$$

❖ Sub group 4 : $0.60 \leq P < 0.80$

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.74 + k \cdot 0.10 \\ &= 1.74 + (-0.84) 0.10 = 1.66\end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan Chi-Kuadrat sebagai berikut :

Tabel 4.14 Perhitungan Chi Kuadrat untuk Distribusi Log Normal

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
		O_i	E_i		
1	$x \leq 1.66$	3	2.6	0.16	0.062
2	$1.66 - 1.72$	2	2.6	0.36	0.138
3	$1.72 - 1.77$	2	2.6	0.36	0.138
4	$1.77 - 1.82$	1	2.6	2.56	0.985
5	$x > 1.82$	5	2.6	5.76	2.215
Jumlah		13	13	-	3.538

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.14 menunjukkan nilai χ_h^2 sebesar 3.538, sedangkan dari Tabel 2.3 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat diperoleh nilai χ^2 sebesar 5.991. Dapat dilihat bahwa nilai $\chi_h^2 < \chi^2$ yaitu $3.538 < 5.991$, sehingga dapat disimpulkan bahwa Distribusi Log Normal dapat diterima.

4.3.4 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Dari hasil Uji Kecocokan Chi-Kuadrat dan Smirnov-Kolmogorov didapatkan hasil sebagai berikut.

Tabel 4.15 Kesimpulan Hasil Uji Kecocokan Distribusi

Distribusi	Uji Kecocokan					
	Chi-Square		Ket.	Kolmogorov-Smirnov		Ket.
	Xh2	X2		Dmax	Do	
Log Normal	3.538	5.991	Diterima	0.080	0.396	Diterima
Pearson Tipe III	1.231	5.991	Diterima	0.061	0.396	Diterima
Log Pearson Tipe III	2.000	5.991	Diterima	0.080	0.396	Diterima

(Sumber Perhitungan)

Dari ketiga distribusi yang digunakan yaitu distribusi Person Tipe III , Log Pearson Tipe III dan Log Normal memenuhi uji kecocokan distrbusi *Chi-Square* dan uji kecocokan distribusi Smirnov Kolmogorov. Dan distibusi yang diambil untuk menentukan curah hujan rencana adalah distribusi Log Normal.

4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk menentukan Hujan Rencana maka dapat menggunakan hasil distribusi ketiganya yaitu Log Pearson Tipe III, Pearson Tipe III, dan Log Normal. Tapi berdasarkan hasil perbandingan curah hujan yang paling maksimum adalah distribusi Log Normal, maka curah hujan rencana yang dipakai untuk perhitungan selanjutnya adalah berdasar Log Normal. Persamaan yang dipakai adalah persamaan 2.24 yaitu :

$$\overline{LogX} = \overline{LogX} + k.Sd\overline{LogX}$$

Dengan hasil parameter :

$$\overline{\text{Log} X} = 1.744$$

$$S \text{ Log } X = 0.10$$

Dengan nilai $S = 0.10$, maka dapat ditentukan nilai k dari hasil pembacaan Tabel 2.1 dan selanjutnya dapat dihitung besarnya curah hujan untuk setiap periode ulang, misalnya :

❖ 2 tahun :

$$\begin{aligned}\text{Log } X &= 1.744 + k \cdot 0.10 \\ &= 1.744 + (0) \cdot 0.10 \\ &= 1.744 \\ X &= 55.409 \text{ mm.}\end{aligned}$$

Tabel 4.16 Hasil Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode Log Normal

No.	Periode Ulang (tahun)	Log X	k	S Log X	Log X	X (mm)
1	2	1.744	0.000	0.10	1.744	55.409
2	5	1.744	0.840	0.10	1.828	67.298
3	10	1.744	1.280	0.10	1.872	74.473
4	25	1.744	1.708	0.10	1.915	82.193
5	50	1.744	2.050	0.10	1.949	88.920
6	100	1.744	2.330	0.10	1.977	94.842

(Sumber Perhitungan)

4.5 Perhitungan Distribusi Hujan

4.5.1 Perhitungan Rata-Rata Hujan Sampai Jam ke-t

$$R_t = \frac{R_{24}}{T} \left(\frac{T}{t} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (4.6)$$

Dimana :

R_t = Rata – rata hujan pada jam ke – t (mm)

t = Waktu lamanya hujan (jam)

T = Lamanya hujan terpusat (jam)

R_{24} = Curah hujan harian efektif (mm)

Perhitungan rata – rata hujan (R_t) sampai jam ke t adalah:

❖ Jam ke 1

$$R_{t_1} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{1} \right)^{2/3} = 0,585xR_{24}$$

❖ Jam ke 2

$$R_{t_2} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{2} \right)^{2/3} = 0,368xR_{24}$$

❖ Jam ke 3

$$R_{t_3} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{3} \right)^{2/3} = 0,281xR_{24}$$

❖ Jam ke 4

$$R_{t_4} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{4} \right)^{2/3} = 0,232xR_{24}$$

❖ Jam ke 5

$$R_{t_5} = \frac{R_{24}}{5} \left(\frac{5}{5} \right)^{2/3} = 0,200xR_{24}$$

4.5.2 Perhitungan Tinggi Hujan Pada Jam ke – t

Untuk menghitung curah hujan hingga jam ke T rumus umumnya adalah sebagai berikut :

$$R_{t'} = t \times R_t - [(t - 1) \times R_{(t-1)}] \dots \dots \dots (4.2)$$

Dimana :

Rt' = Curah hujan jam ke - t

R_t = Rata-rata hujan sampai jam ke - t

t = Waktu hujan dari awal sampai jam ke - t

$R_{(t-1)}$ = Rata-rata hujan dari awal sampai jam ke (t-1)

Maka :

$$R_1 = 1 \times R_1 - 0 = 0,584 R_{24}$$

$$\begin{aligned} R_2 &= 2 \times R_2 - (2-1) \times R_{(2-1)} \\ &= 2 \times 0,368 R_{24} - 1 \times 0,585 R_{24} = 0,152 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_3 &= 3 \times R_3 - (3-1) \times R_{(3-1)} \\ &= 3 \times 0,281 R_{24} - 2 \times 0,368 R_{24} = 0,107 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_4 &= 4 \times R_4 - (4-1) \times R_{(4-1)} \\ &= 4 \times 0,232 R_{24} - 3 \times 0,281 R_{24} = 0,085 R_{24} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_5 &= 5 \times R_5 - (5-1) \times R_{(5-1)} \\ &= 5 \times 0,200 R_{24} - 4 \times 0,232 R_{24} = 0,072 R_{24} \end{aligned}$$

4.5.3 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Angka koefisien pengaliran dapat dilihat dari kondisi DAS daerah yang bersangkutan. Dengan luas Das ($Atot$) = 1.77 km^2

Kondisi Das	C	Luas lahan (A) Km^2	$C_{tot} = C * (A / Atot)$
Dataran Pertanian	0.6	0.4	0.135
Sungai di pegunungan	0.85	0.6	0.288
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.75	0.77	0.326
C tot			0.75

Dari hasil perhitungan tersebut, maka koefisien pengaliran DAS Embung Tambak Pocok adalah sebesar 0.75. Hasil perhitungan curah hujan efektif dapat dilihat pada **Tabel 4.17** berikut ini :

Tabel 4.17 Curah Hujan Efektif Periode Ulang

No.	Periode Ulang (tahun)	X (mm)	C	Reff
1	2	55.409	0.75	41.55686
2	5	67.298	0.75	50.473249
3	10	74.473	0.75	55.854898
4	25	82.193	0.75	61.644537
5	50	88.920	0.75	66.690084
6	100	94.842	0.75	71.131385

(Sumber Perhitungan)

Tabel 4.18 Curah Hujan Efektif jam-jaman

Periode Ulang	R efektif	Jam ke -				
		0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
		0.584R24	0.151R24	0.107R24	0.085R24	0.072R24
2	41.55686	24.26921	6.27509	4.44658	3.53233	0.14400
5	50.47325	29.47638	7.62146	5.40064	4.29023	0.36000
10	55.85490	32.61926	8.43409	5.97647	4.74767	0.72000
25	61.64454	36.00041	9.30833	6.59597	5.23979	1.80000
50	66.69008	38.94701	10.07020	7.13584	5.66866	3.60000
100	71.13138	41.54073	10.74084	7.61106	6.04617	7.20000

(Sumber Perhitungan)

4.6 Perhitungan Hidrograf

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dahulu. Berikut adalah perhitungan Hidrograf Nakayasu

Periode 25 tahun, dengan karakteristik Das Embung Tambak Pocok Sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \diamond \text{ Luas Das} &= 1,77 \text{ km}^2 \\
 \diamond \text{ Panjang Sungai} &= 1,89 \text{ km} \\
 \diamond \text{ tg} &= 0,21 L^{0,7} \quad (L < 15 \text{ km}) \\
 &= 0,21(1,89)^{0,7} \\
 &= 0,328 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ tr} &= (0,5 \text{ sd. } 1) \text{ tg} \\
 &= 1 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ Tp} &= \text{tg} + 0,8 \text{tr} \\
 &= 0,32 + (0,8 \times 1) \\
 &= 1,128 \text{ jam} \\
 \diamond \alpha &= \frac{0,47(A.L)^{0,25}}{\text{tg}} \\
 &= \frac{0,47(1,77 \times 1,89)^{0,25}}{0,328} \\
 &= 1,938 \\
 \diamond \text{ T}_{0,3} &= \alpha \times \text{tg} \\
 &= 1,938 \times 0,328 \\
 &= 0,636 \text{ jam} \\
 \diamond \text{ R}_0 &= 1 \text{ mm} \\
 \diamond \text{ Qp} &= \frac{A.R_0}{3,6(0,3 \times T_p \times T_{0,3})} \\
 &= \frac{1,77 \times 1}{3,6(0,3 \times 1,128 \times 0,636)} \\
 &= 0,5048
 \end{aligned}$$

Berikut ini tabel 4.19- table 4.22 adalah kurva pada tiap – tiap parameter

Tabel 4.19 Ordinat Hidrograf kurva naik ($0 < t < T_p$)
atau ($0 < t < 1,13$)

t	$(t/T_p)^{2.4}$	Q
0	0	0.000
1	0.749	0.378

(Sumber Perhitungan)

Tabel 4.20 Ordinat Hidrograf kurva turun [$T_p < t < (T_p + T_{0.3})$]
atau ($1,13 < t < 1,76$)

t	$0.3^{((t-T_p)/T_{0.3})}$	Qd1
1.5	0.494	0.249

(Sumber Perhitungan)

Tabel 4.21 Ordinat Hidrograf kurva turun [$(T_p + T_{0.3}) < t < (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$]
atau ($1,76 < t < 2,75$)

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_{0.3})/(1.5T_{0.3}))}$	Qd2
2	0.223	0.112

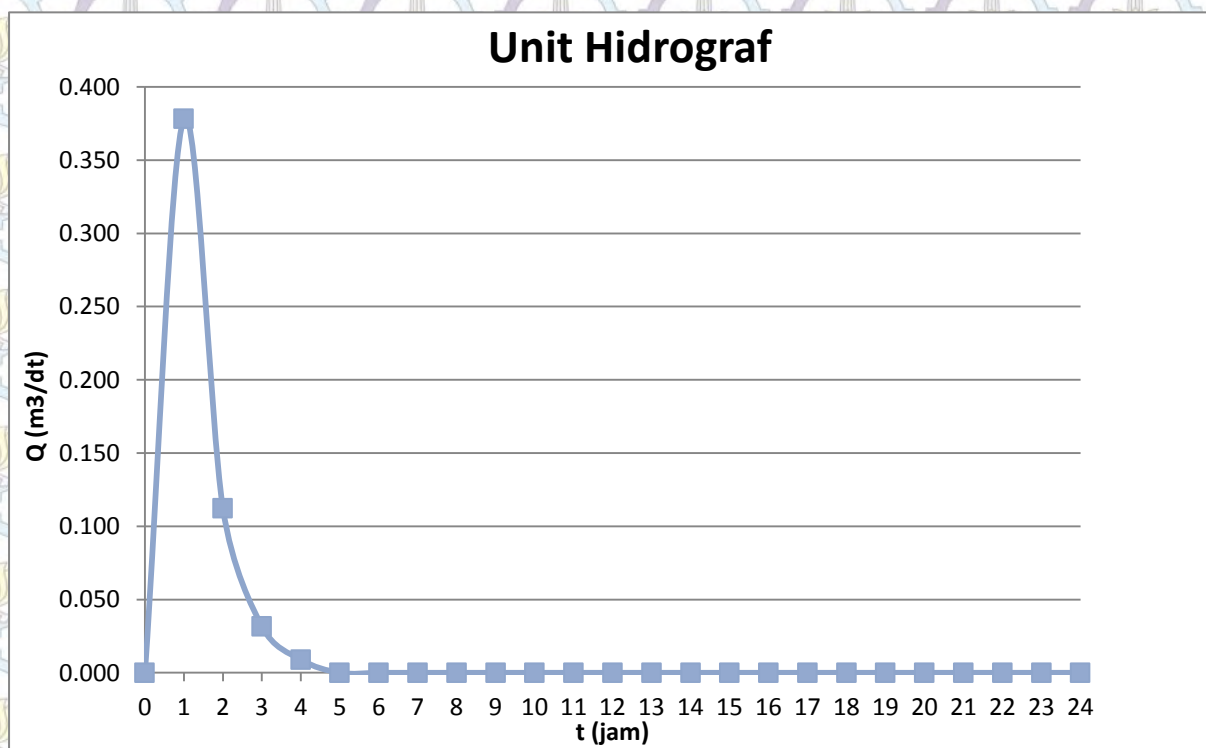
(Sumber Perhitungan)

Tabel 4.22 Ordinat Hidrograf kurva turun [$t > (T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3})$]
atau ($t > 2,72$)

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_{0.3})/(1.5T_{0.3}))}$	Qd3
3	0.063	0.032
4	0.018	0.009
5	0.005	0.003
6	0.001	0.001
7	0.000	0.000
8	0.000	0.000

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_0.3)/(1.5T_0.3))}$	Qd3
9	0.000	0.000
10	0.000	0.000
11	0.000	0.000
12	0.000	0.000
13	0.000	0.000
14	0.000	0.000
15	0.000	0.000
16	0.000	0.000
17	0.000	0.000
18	0.000	0.000
19	0.000	0.000
20	0.000	0.000
21	0.000	0.000
22	0.000	0.000
23	0.000	0.000
24	0.000	0.000

(Sumber Perhitungan)



Grafik 4.1 Unit Hidrograf

Perhitungan debit banjir periode ulang 25 tahun dengan curah hujan (R) sebesar 61.6445 mm adalah sebagai berikut.

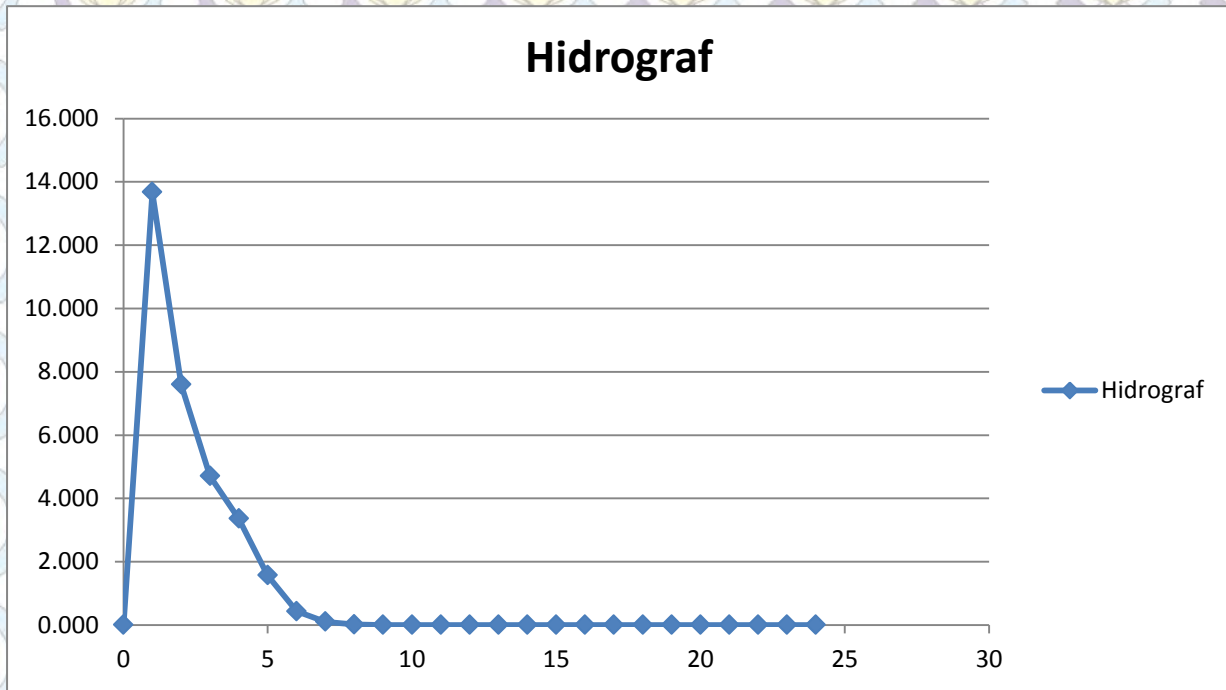
Tabel 4.23 Perhitungan Hidrograf

[illegible]

t (jam)	UH	Reff 36.000 0 - 1 jam	Reff 9.308 1 - 2 jam	Reff 6.596 2 - 3 jam	Reff 5.240 3 - 4 jam	Reff 1.800 4 - 5 jam	Q (m³/dt)
17	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
22	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
23	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
24	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				0.000	0.000	0.000	0.000
				0.000	0.000	0.000	0.000
					0.000	0.000	0.000
					0.000	0.000	0.000

(Sumber Perhitungan)

Dari tabel perhitungan unit hidrograf tersebut, selanjutnya dibuat grafik unit hidrograf. Dan di dapatkan debit maksimum yang terjadi pada periode ulang 25 tahun adalah 13.613 m³/dtk.



Grafik 4.2 Hidrograf 25 tahun

4.7 Analisa Kebutuhan Air

Analisa Kebutuhan air penduduk dapat dihitung dengan jumlah penduduk pada awal pembangunan Embung dan umur rencana Embung ke depan. Direncanakan umur rencana embung Tambak Pocok Kecamatan Tanjung Bumi Kabupaten Bangkalan adalah 25 tahun. Untuk mengetahui jumlah penduduk 25 tahun kedepan maka harus memproyeksikannya yaitu dengan metode Linear Geometri seperti pada rumus (2.40).

Diketahui jumlah Penduduk tambak Pocok pada tahun 2011 sebesar 5.846 jiwa dan prosentase laju pertumbuhan penduduk desa Tambak Pocok sebesar 3,3 %. Tabel 4.22 berikut adalah hasil perhitungan proyeksi penduduk Desa Tambak Pocok untuk 25 tahun mendatang dengan menggunakan metode Linear Geometri.

Tabel 4.24 Proyeksi Penduduk 25 tahun mendatang

No	Tahun	Jumlah Penduduk (jiwa)
1	2011	5846
2	2012	6239
3	2013	6445
4	2014	6657
5	2015	6877
6	2016	7104
7	2017	7338
8	2018	7580
9	2019	7830
10	2020	8089
11	2021	8356
12	2022	8632
13	2023	8916
14	2024	9211

No	Tahun	Jumlah Penduduk (jiwa)
15	2025	9515
16	2026	9828
17	2027	10153
18	2028	10488
19	2029	10834
20	2030	11191
21	2031	11561
22	2032	11942
23	2033	12336
24	2034	12743
25	2035	13164
26	2036	13598
27	2037	14047
28	2038	14511

(Sumber Perhitungan)

Berdasarkan acuan yang telah ditetapkan oleh Dirjen Cipta Karya Departemen Pekerjaan Umum direncanakan kebutuhan air penduduk sebesar 100 liter/orang/hari. Seperti table dibawah ini.

No	Uraian	Kriteria Perencanaan
1	Kebutuhan Air	
	• Domestik	100 liter/orang/hari
	• Non Domestik	10 % dari Domestik
	• Sosial	10 % dari Domestik
2	Kebhilangan Air	10%

Untuk perhitungan lebih lengkap tentang kebutuhan air baku penduduk dapat di lihat pada tabel berikut ini:

Tabel 4.25 Proyeksi kebutuhan air 25 tahun mendatang

No.	Tahun	Proyeksi Jumlah Penduduk (Jiwa)	Kebutuhan Air per Orang (lt/dt/hr)	Kebutuhan Air domestik (lt/dtk)	Kebutuhan Air non domestik (lt/dtk)	Kebutuhan sosial (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (lt/dtk)	Kehilangan Air 10 % (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (lt/dtk)	Kebutuhan Air Total (m3/dtk)
1	2011	5846	100	6.766	0.677	0.677	8.119	0.812	8.931	0.0089314
2	2012	6239	100	7.221	0.722	0.722	8.665	0.867	9.532	0.0095318
3	2013	6445	100	7.459	0.746	0.746	8.951	0.895	9.847	0.0098465
4	2014	6657	100	7.705	0.770	0.770	9.246	0.925	10.170	0.0101704
5	2015	6877	100	7.959	0.796	0.796	9.551	0.955	10.507	0.0105065
6	2016	7104	100	8.222	0.822	0.822	9.867	0.987	10.853	0.0108533
7	2017	7338	100	8.493	0.849	0.849	10.192	1.019	11.211	0.0112108
8	2018	7580	100	8.773	0.877	0.877	10.528	1.053	11.581	0.0115806
9	2019	7830	100	9.063	0.906	0.906	10.875	1.088	11.963	0.0119625
10	2020	8089	100	9.362	0.936	0.936	11.235	1.123	12.358	0.0123582
11	2021	8356	100	9.671	0.967	0.967	11.606	1.161	12.766	0.0127661
12	2022	8632	100	9.991	0.999	0.999	11.989	1.199	13.188	0.0131878
13	2023	8916	100	10.319	1.032	1.032	12.383	1.238	13.622	0.0136217
14	2024	9211	100	10.661	1.066	1.066	12.793	1.279	14.072	0.0140724

Lanjutan Tabel 4.25

15	2025	9515	100	11.013	1.101	1.101	13.215	1.322	14.537	0.0145368
16	2026	9828	100	11.375	1.138	1.138	13.650	1.365	15.015	0.0150150
17	2027	10153	100	11.751	1.175	1.175	14.101	1.410	15.512	0.0155115
18	2028	10488	100	12.139	1.214	1.214	14.567	1.457	16.023	0.0160233
19	2029	10834	100	12.539	1.254	1.254	15.047	1.505	16.552	0.0165519
20	2030	11191	100	12.953	1.295	1.295	15.543	1.554	17.097	0.0170974
21	2031	11561	100	13.381	1.338	1.338	16.057	1.606	17.663	0.0176626
22	2032	11942	100	13.822	1.382	1.382	16.586	1.659	18.245	0.0182447
23	2033	12336	100	14.278	1.428	1.428	17.133	1.713	18.847	0.0188467
24	2034	12743	100	14.749	1.475	1.475	17.699	1.770	19.468	0.0194685
25	2035	13164	100	15.236	1.524	1.524	18.283	1.828	20.112	0.0201117
26	2036	13598	100	15.738	1.574	1.574	18.886	1.889	20.775	0.0207747
27	2037	14047	100	16.258	1.626	1.626	19.510	1.951	21.461	0.0214607
28	2038	14511	100	16.795	1.680	1.680	20.154	2.015	22.170	0.0221696

(Sumber Perhitungan)

Dari hasil perhitungan menunjukkan jumlah penduduk Desa Tambak Pocok untuk 25 tahun yang akan datang pada tahun 2038 adalah sebesar 14511 jiwa dan jumlah kebutuhan air penduduk sebesar 22,170 lt/dtk atau sebesar 0,0221696 m³/dtk.

4.8 Evaporasi

Evaporasi adalah berubahnya air menjadi uap dan bergerak dari permukaan tanah dan permukaan air ke udara. Faktor-faktor yang mempengaruhi evaporasi adalah temperatur air, temperatur udara (atmosfir), kelembaban, kecepatan angin, tekanan udara, sinar matahari dan lain-lain yang saling berhubungan satu dengan yang lain. Evaporasi dihitung dengan menggunakan rumus empiris Penman seperti pada (2. 41).

Contoh perhitungan evaporasi adalah sebagai berikut.

Data bulan Januari:

❖ Temperatur udara sebesar 27.70°C .

Pembacaan Tabel 2.7 menunjukkan bahwa besarnya tekanan uap jenuh (e_a) pada temperatur udara 27.70°C adalah sebesar 28.57 mm/Hg.

❖ Kecepatan angin (V) sebesar 36.70 km/jam atau setara dengan 546.98 mil/hari.

❖ Kelembaban 98.50 %.

Besarnya tekanan uap sebenarnya dapat dihitung sebagai berikut: $e_d = e_a \times \text{RH}$

$$= 28.57 \times 98.5\%$$

$$= 28.14 \text{ mm/Hg}$$

❖ Besarnya evaporasi:

$$E = 0.35 \times (28.57 - 28.14)(1 + (546.98/100))$$

$$= 0.970 \text{ mm/hari}$$

$$= 0.029 \text{ m/bulan}$$

Tabel 4.26 adalah hasil perhitungan evaporasi yang lengkap

Tabel 4.26 Evaporasi

No.	Bulan	Temperatur Udara	Kelembaban	Kecepatan Angin	Kecepatan Angin	e_a	e_d	E	E
		(°C)	(%)	(km/jam)	(mil/hari)	(mmHg)	(mmHg)	(mm/hari)	(m/bln)
1	Januari	27.70	98.50	36.70	546.98	28.57	28.14	0.970	0.029
2	Pebruari	28.00	98.60	38.00	566.35	29.00	28.59	0.947	0.028
3	Maret	27.90	98.40	35.80	533.56	28.85	28.39	1.024	0.031
4	April	27.90	98.70	44.80	667.70	28.85	28.47	1.008	0.030
5	Mei	27.70	98.50	35.30	526.11	28.57	28.14	0.939	0.028
6	Juni	27.10	98.30	33.40	497.79	27.71	27.24	0.986	0.030
7	Juli	27.00	98.20	42.60	634.91	27.57	27.07	1.276	0.038
8	Agustus	27.00	95.20	54.30	809.29	27.57	26.25	4.212	0.126
9	September	27.30	98.20	36.40	542.51	28.00	27.50	1.133	0.034
10	Oktober	27.60	98.30	42.00	625.97	28.43	27.95	1.228	0.037
11	Nopember	27.70	98.00	41.40	617.03	28.57	28.00	1.434	0.043
12	Desember	27.20	97.80	32.90	490.34	27.85	27.24	1.266	0.038

(Sumber Perhitungan)

4.9 Analisa Debit Tersedia

Analisa ketersediaan air adalah untuk mengetahui jumlah debit yang ada di sungai yang akan di bendung, sehingga dapat diketahui apakah debit tersebut mampu memenuhi kebutuhan air yang di perlukan. Metode yang di pakai adalah Metode Fj Mock. Metode ini menganggap bahwa hujan yang jatuh pada *catchment Area* sebagian akan hilang sebagai evapotranspirasi, sebagian akan langsung menjadi *direct run off* dan sebagian lagi akan masuk ke dalam tanah (infiltrasi).

Parameter yang dipakai dalam perhitungan Fj Mock dan di dapatkan dari Konsultan Perencana adalah sebagai berikut

➤ Parameter perhitungan F.J. MOCK :

- ✓ $m = 20\%$ untuk lahan pertanian yang diolah
- ✓ Kapasitas kelembaban tanah SMC (Soil Moisture Contents) = 200 mm
- ✓ Daerah Aliran Sungai Tambak Pocok = 1,77 km²
- ✓ Koefisien infiltrasi (i) = 0,3
- ✓ Faktor resesi aliran air tanah (k) = 0.5
- ✓ Penyimpanan awal (initial storage) (IS) = 60 mm
- ✓ m (ditentukan) = 20

Setelah Parameter di tentukan maka analisa kebutuhan air dengan menggunakan metode Fj mock dapat dihitung, pada tabel berikut merupakan hasil perhitungan dari Fj mock :

Tabel 4.27 Analisa Debit tersedia Embung Tambak Pocok dengan Metode FJ Mock

Bulan	Periode	Debit (m ³ /dt)												
		2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Jan	I	0.129	0.172	0.076	0.081	0.127	0.071	0.000	0.015	0.046	0.013	0.149	0.263	0.376
	II	0.090	0.121	0.107	0.105	0.029	0.120	0.000	0.043	0.257	0.088	0.126	0.140	0.174
	III	0.084	0.322	0.112	0.162	0.048	0.185	0.043	0.057	0.123	0.108	0.036	0.047	0.086
Feb	I	0.133	0.334	0.251	0.164	0.136	0.129	0.097	0.138	0.136	0.039	0.071	0.218	0.092
	II	0.256	0.231	0.134	0.094	0.044	0.032	0.065	0.213	0.121	0.023	0.025	0.069	0.070
	III	0.092	0.102	0.096	0.100	0.038	0.121	0.084	0.164	0.100	0.027	0.051	0.026	0.218
Maret	I	0.047	0.051	0.090	0.224	0.095	0.199	0.097	0.135	0.125	0.012	0.048	0.064	0.084
	II	0.048	0.019	0.033	0.158	0.031	0.235	0.025	0.033	0.049	0.068	0.048	0.126	0.090
	III	0.034	0.047	0.011	0.034	0.026	0.281	0.158	0.056	0.081	0.056	0.056	0.049	0.035
April	I	0.028	0.152	0.056	0.019	0.032	0.088	0.078	0.015	0.019	0.113	0.043	0.067	0.155
	II	0.025	0.027	0.010	0.009	0.016	0.043	0.051	0.013	0.026	0.022	0.058	0.110	0.059
	III	0.042	0.029	0.009	0.005	0.018	0.019	0.058	0.005	0.054	0.100	0.012	0.021	0.058
Mei	I	0.019	0.039	0.048	0.002	0.004	0.009	0.019	0.017	0.082	0.063	0.128	0.044	0.024
	II	0.029	0.011	0.035	0.001	0.002	0.005	0.008	0.003	0.060	0.043	0.021	0.015	0.194

Lanjutan Tabel 4.27

	III	0.061	0.009	0.007	0.001	0.001	0.036	0.103	0.001	0.043	0.034	0.009	0.005	0.102
Juni	I	0.100	0.003	0.006	0.000	0.001	0.007	0.058	0.001	0.060	0.087	0.005	0.005	0.074
	II	0.084	0.002	0.002	0.000	0.000	0.003	0.015	0.000	0.013	0.088	0.003	0.075	0.128
	III	0.029	0.001	0.001	0.000	0.031	0.002	0.031	0.000	0.006	0.018	0.001	0.011	0.026
Juli	I	0.011	0.000	0.001	0.000	0.004	0.001	0.007	0.000	0.003	0.009	0.001	0.006	0.074
	II	0.005	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.004	0.000	0.002	0.085	0.000	0.003	0.036
	III	0.002	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.002	0.000	0.001	0.128	0.000	0.001	0.025
Agust	I	0.001	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001	0.000	0.000	0.025	0.000	0.001	0.008
	II	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.000	0.000	0.004
	III	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.006	0.000	0.000	0.002
Sept	I	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.003	0.000	0.000	0.001
	II	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.041	0.000	0.000	0.000
	III	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.035	0.000	0.000	0.000
Okt	I	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.045	0.000	0.000	0.000
	II	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.039	0.000	0.000	0.000
	III	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.008	0.000	0.000	0.000

Lanjutan Tabel 4.27

Nop	I	0.000	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.015	0.000	0.000	0.000
	II	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.004	0.000	0.000	0.000
	III	0.101	0.139	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.000	0.000	0.000
Des	I	0.104	0.020	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.118	0.000	0.000	0.000
	II	0.133	0.052	0.000	0.000	0.059	0.000	0.000	0.000	0.000	0.072	0.065	0.059	0.222
	III	0.249	0.094	0.087	0.000	0.110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.065	0.039	0.022	0.174
Total tahunan		1.938	1.982	1.175	1.158	0.858	1.587	1.003	0.909	1.409	1.717	0.996	1.447	2.591

(sumber: Perhitungan)

4.10 Debit Andalan

Debit andalan di dapat dari Perhitungan debit air tersedia pada analisa debit air yang tersedia dimana prosentasenya adalah sebesar 80% terlampaui dan selanjutnya dijadikan debit andalan, Prosentase yang akan diambil untuk debit andalan adalah sebesar 80% sehingga prosentase tidak terpenuhinya adalah sebesar 20%. Berikut ini adalah contoh perhitungannya.

Tabel 4.28 Prosentase debit andalan 80%

Tahun	Debit (m3/dt)	Prosentase (%)
2013	2.591	7.692
2002	1.982	15.385
2001	1.938	23.077
2010	1.717	30.769
2006	1.587	38.462
2012	1.447	46.154
2009	1.409	53.846
2003	1.175	61.538
2004	1.158	69.231
2007	1.003	76.923
2011	0.996	84.615
2008	0.909	92.308
2005	0.858	100.000

(Sumber Perhitungan)

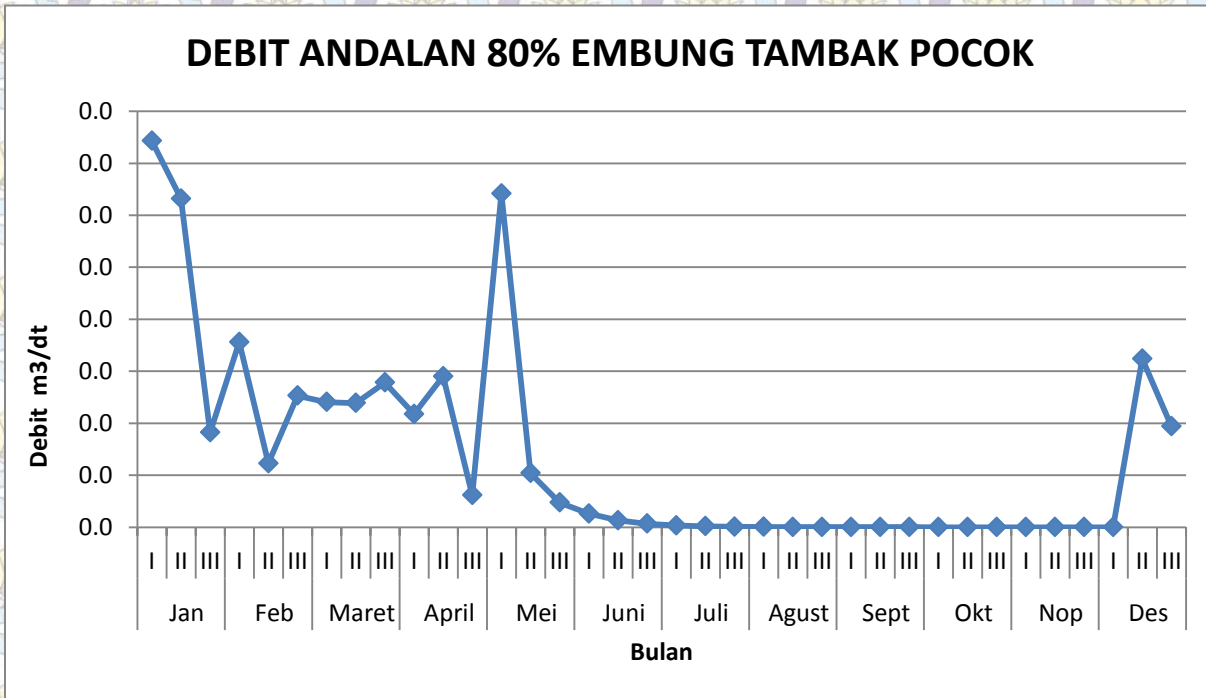
Sehingga peringkat 3 dari bawah merupakan debit andalan atau debit yang 80% terlampaui, Sehingga untuk perencanaan debit andalan 80% embung Tambak pocok didapat pada tahun 2011, berikut hasil perhitungan debit andalan 80% embung tambak Pocok.

Tabel 4.29 Debit andalan 80%

Bulan	Periode	Jmlh Hr	Debit	Debit
			(m3/dt)	(m3/10 hr)
Jan	I	10	0.1	128379
	II	10	0.1	109185
	III	11	0.0	34596
Feb	I	10	0.1	61508
	II	10	0.0	21179
	III	8	0.1	34954
Maret	I	10	0.0	41554
	II	10	0.0	41283
	III	11	0.1	52892
April	I	10	0.0	37574
	II	10	0.1	50168
	III	10	0.0	10592
Mei	I	10	0.1	110885
	II	10	0.0	17976
	III	11	0.0	8988
Juni	I	10	0.0	4494
	II	10	0.0	2247
	III	10	0.0	1123
Juli	I	10	0.0	562
	II	10	0.0	281
	III	11	0.0	140
Agust	I	10	0.0	70
	II	10	0.0	35
	III	11	0.0	18
Sept	I	10	0.0	9

Bulan	Periode	Jmlh Hr	Debit	Debit
			(m ³ /dt)	(m ³ /10 hr)
	II	10	0.0	4
	III	10	0.0	2
Okt	I	10	0.0	1
	II	10	0.0	1
	III	11	0.0	0
Nop	I	10	0.0	0
	II	10	0.0	0
	III	10	0.0	0
Des	I	10	0.0	0
	II	10	0.1	56019
	III	11	0.0	36907

(Sumber Perhitungan)



Grafik 4.3 Debit andalan 80% Embung Tambak Pocok

4.11 Lengkung Kapasitas Waduk

Lengkung kapasitas waduk adalah grafik hubungan antara elevasi, luas dan volume waduk. Perhitungan ini bertujuan untuk menentukan volume total waduk berdasarkan data topografi. Luas dapat dihitung berdasarkan daerah yang dibatasi oleh masing-masing kontur, dan volume dihitung berdasarkan daerah yang dibatasi oleh 2 garis kontur yang berurutan. Perhitungan luasan tiap elevasi pada DAS Embung Tambak Pocok dihitung menggunakan program bantu yaitu Autocad dan untuk menghitung volume antar elevasi digunakan rumus (2.39). Hasil perhitungan dalam **Tabel 4.30** berikut ini.

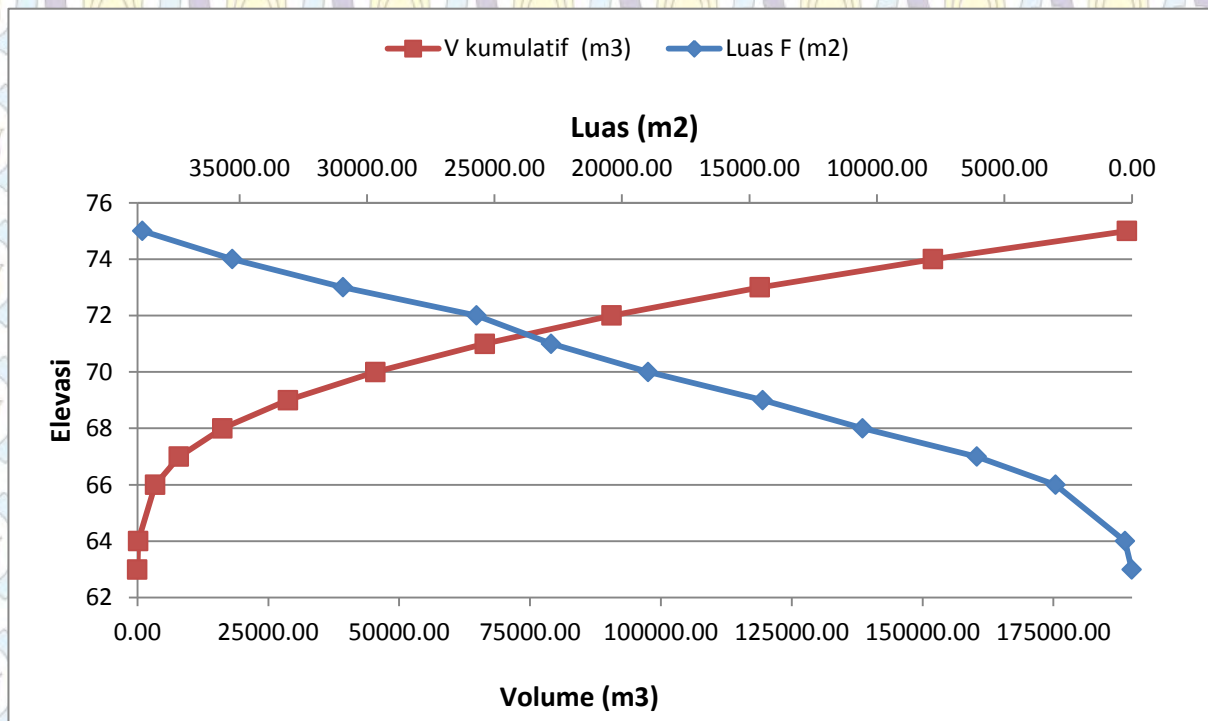
Tabel 4.30 Grafik hubungan isi, luas, volume waduk

No	Elevasi	Luas F(m ²)	F rata2	(hi-1-hi)	V (m ³)	V kumulatif (m ³)
1	63	7.19	138.24	1	138.24	138.24
2	64	269.29	1629.79	2	3259.57	3397.81
3	66	2990.29	4536.31	1	4536.31	7934.12
4	67	6082.33	8322.10	1	8322.10	16256.22
5	68	10561.87	12521.64	1	12521.64	28777.87
6	69	14481.42	16728.70	1	16728.70	45506.57
7	70	18975.99	20872.35	1	20872.35	66378.92
8	71	22768.71	24236.03	1	24236.03	90614.95

No	Elevasi	Luas F(m ²)	F rata2	(hi-1- hi)	V (m ³)	V kumulatif f (m ³)
9	72	25703.34	28315.43	1	28315.4 3	118930.3 9
10	73	30927.52	33100.37	1	33100.3 7	152030.7 5
11	74	35273.21	37037.65	1	37037.6 5	189068.4 1
12	75	38802.09				

(Sumber : Perhitungan)

Setelah itu maka dapat dibuat kurva grafik hubungan antara volume tampungan, luas dan elevasi dari data tersebut yang disebut dengan lengkung kapasitas waduk. Seperti gambar dibawah ini.



Grafik 4.4 Lengkung kapasitas Waduk

4.12 Kapasitas Mati (*Dead Storage*)

Kapasitas Mati adalah Jumlah sedimen yang tertangkap dan mengendap di dalam waduk, untuk mengetahui jumlah sedimen yang terjadi dapat menggunakan **Tabel 2.3** yang diambil dari buku Bendungan Type Urugan (Suyono Sosrodarsono) hal tersebut dapat dilakukan dengan menyesuaikan karakteristik topografi lokasi rencana Embung. Berikut ini adalah karakteristik topografi lokasi Embung Tambak Pocok :

- Merupakan dataran yang stabil
- Intensitas erosinya kecil walau dalam keadaan banjir
- Kemiringan dasar sungai $\pm 1/1000$
- Termasuk zona C dimana tidak terdapat gunung berapi.

Dari **Tabel 2.9** menunjukkan bahwa angka sedimentasi yang sesuai dengan karakteristik topografi Embung Tambak Pocok kurang dari $50 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$, sehingga dalam perhitungan volume sedimen direncanakan sebesar $40 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{tahun}$.

Volume total sedimen selama umur rencana Embung Tambak Pocok yaitu selama 25 tahun adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Volume total} &= P_s \times A \times n \\ &= 40 \times 1,77 \times 25 \\ &= 1770 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Volume sedimen total yang didapatkan dari perhitungan diplotkan terhadap lengkung kapasitas waduk dan didapatkan elevasi sedimen total berada pada elevasi + 65 m

4.13 Kapasitas Efektif

kapasitas efektif untuk mengetahui perubahan volume waduk akibat debit *inflow* dan *outflow* pada waduk. Debit *inflow* diperoleh dari perhitungan Fj Mock, sedangkan debit *outflow* diperoleh dari perhitungan kebutuhan air penduduk, evaporasi dan infiltrasi. Tabel 4.31 berikut menunjukkan hasil perhitungan *water balance* yang digunakan untuk menentukan kapasitas efektif waduk dan selanjutnya dapat di buat kurva massa antara debit *inflow* dan debit *outflow* seperti pada Grafik 4.5.

Tabel 4.31 : Water Balance

Bulan		Jumlah Hari	Inflow (I)	Evaporasi (E)		I - E	Keb. Air Baku (O)		I - E (Kum)	O kum	Storage
			(m ³)	mm/hari	(m ³)	(m ³)	(m ³ /dtk)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)
Januari	1	10	128379	0.97	317.04	128061.89	0.02217	19154.52	128062	19155	108907
	2	10	109185	0.97	271.25	108914.21	0.02217	19154.52	236976	38309	198667
	3	11	34596	0.97	218.12	34377.89	0.02217	21069.97	271354	59379	211975
Pebruari	1	10	61508	0.95	220.39	61287.84	0.02217	19154.52	332642	78534	254108
	2	10	21179	0.95	168.86	21009.86	0.02217	19154.52	353652	97688	255964
	3	8	34954	0.95	124.34	34829.36	0.02217	15323.62	388481	113012	275469
Maret	1	10	41554	1.02	189.17	41365.09	0.02217	19154.52	429846	132166	297680
	2	10	41283	1.02	188.30	41094.65	0.02217	19154.52	470941	151321	319620
	3	11	52892	1.02	236.00	52655.89	0.02217	21069.97	523597	172391	351206
April	1	10	37574	1.01	173.68	37400.58	0.02217	19154.52	560997	191545	369452
	2	10	50168	1.01	203.85	49964.25	0.02217	19154.52	610962	210700	400262
	3	10	10592	1.01	90.66	10501.74	0.02217	19154.52	621463	229854	391609
Mei	1	10	110885	0.94	276.51	110608.63	0.02217	19154.52	732072	249009	483063
	2	10	17976	0.94	142.36	17833.16	0.02217	19154.52	749905	268163	481742

Lanjutan Tabel 4.31

	3	11	8988	0.94	68.69	8919.07	0.02217	21069.97	758824	289233	469591
Juni	1	10	4494	0.99	41.70	4452.18	0.02217	19154.52	763276	308388	454889
	2	10	2247	0.99	20.00	2226.94	0.02217	19154.52	765503	327542	437961
	3	10	1123	0.99	10.76	1112.71	0.02217	19154.52	766616	346697	419919
	3	10	1123	0.99	10.76	1112.71	0.02217	19154.52	766616	346697	419919
Juli	1	10	562	1.28	7.95	553.79	0.02217	19154.52	767170	365851	401318
	2	10	281	1.28	4.96	275.91	0.02217	19154.52	767446	385006	382440
	3	11	140	1.28	3.81	136.63	0.02217	21069.97	767582	406076	361506
	3	11	140	1.28	3.81	136.63	0.02217	21069.97	767582	406076	361506
Agustus	1	10	70	4.21	8.95	61.27	0.02217	19154.52	767644	425230	342413
	2	10	35	4.21	7.72	27.39	0.02217	19154.52	767671	444385	323286
	3	11	18	4.21	7.81	9.75	0.02217	21069.97	767681	465455	302226
	3	11	18	4.21	7.81	9.75	0.02217	21069.97	767681	465455	302226
September	1	10	9	1.13	1.83	6.95	0.02217	19154.52	767688	484609	283078
	2	10	4	1.13	1.79	2.60	0.02217	19154.52	767690	503764	263926
	3	10	2	1.13	1.76	0.43	0.02217	19154.52	767691	522918	244772
	3	10	2	1.13	1.76	0.43	0.02217	19154.52	767691	522918	244772
Oktober	1	10	1	1.23	1.90	-0.80	0.02217	19154.52	767690	542073	225617
	2	10	1	1.23	1.90	-1.35	0.02217	19154.52	767689	561227	206461
	3	11	0	1.23	2.08	-1.81	0.02217	21069.97	767687	582297	185389
	3	11	0	1.23	2.08	-1.81	0.02217	21069.97	767687	582297	185389
Nopember	1	10	0	1.43	2.21	-2.07	0.02217	19154.52	767685	601452	166233
	1	10	0	1.43	2.21	-2.07	0.02217	19154.52	767685	601452	166233
	1	10	0	1.43	2.21	-2.07	0.02217	19154.52	767685	601452	166233
	1	10	0	1.43	2.21	-2.07	0.02217	19154.52	767685	601452	166233

Lanjutan Tabel 4.31

Desember	2	10	0	1.43	2.21	-2.14	0.02217	19154.52	767683	620606	147076
	3	10	0	1.43	2.21	-2.17	0.02217	19154.52	767680	639761	127919
	1	10	0	1.27	1.95	-1.93	0.02217	19154.52	767678	658915	108763
	2	10	56019	1.27	593.95	55425.47	0.02217	19154.52	823104	678070	145034
	3	11	36907	1.27	431.17	36475.68	0.02217	21069.97	859580	699140	160440

(Sumber : Perhitungan)

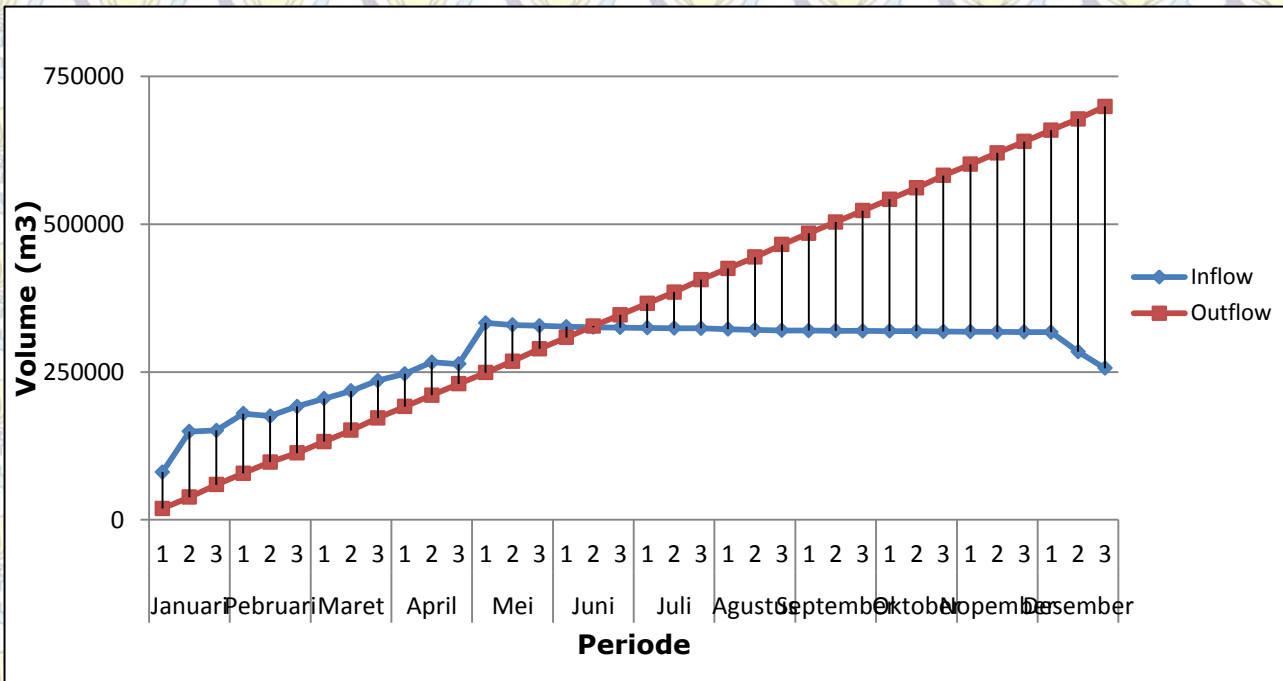
Analisa kapasitas efektif diperoleh dari :

= *Storage* maksimum - *storage* minimum

= $483063 \text{ m}^3 - 108762 \text{ m}^3$

= 374300 m^3

Karena terbatasnya lahan pada embung tambak Pocok maka Volume yang dapat di tampung yaitu sebesar 104772.6689 m^3 yang terletak pada elevasi + 72.5. Sehingga tinggi mercu spillway di rencanakan terletak pada elevasi + 72.5.



Grafik 4.5 Mass Curve dengan Pola Sepuluh Harian

4.14 Penelusuran Banjir Waduk (*Reservoir Routing*)

Untuk menghitung banjir yang terjadi di waduk (*Reservoir Routing*) yaitu menggunakan metode tahap demi tahap (*step by step*). Sebelum melakukan perhitungan tersebut maka harus mengetahui hubungan antar elevasi, tampungan, dan debit outflow yang terjadi agar mempermudah perhitungan banjir yang terjadi di waduk. Contoh perhitungannya sebagai berikut.

Di rencanakan :

$$P \text{ pelimpah} = 3 \text{ m}$$

$$L \text{ pelimpah} = 10 \text{ m}$$

$$\Delta t = 3600 \text{ detik}$$

untuk $H = 0$:

$$C = 2.2 - (0.0416 \times (0/3)^{0.99}) = 2.2$$

$$Q = 2.2 \times 10 \text{ m} \times (0)^{1.5} = 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$Q/2 = 0/2 = 0 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Volume} + 72.5 = 104773 \text{ m}^3$$

$$\text{Storage} = \text{volume} + 72.5 - \text{volume} + 72.5$$

$$= 104773 \text{ m}^3 - 104773 \text{ m}^3 = 0 \text{ m}^3$$

$$S - \Delta t.Q/2 = 0 \text{ m}^3 - 3600 \text{ detik} \times 0 \text{ m}^3/\text{detik} = 0 \text{ m}^3$$

$$S + \Delta t.Q/2 = 0 \text{ m}^3 + 3600 \text{ detik} \times 0 \text{ m}^3/\text{detik} = 0 \text{ m}^3$$

Untuk H yang lain langkah perhitungannya sama dengan langkah perhitungan yang di atas. Tabel 4.32 berikut ini adalah hasil dari perhitungan hubungan antara elevasi, Tampungan (*Storage*), dan debit Outflow yang terjadi akaibat perbedaan tinggi H . Sedangkan Pada Tabel 4.33 adalah hasil perhitungan *Reservoir Routing* dengan metode *step by step* dengan Q rencana 25 tahun.

Tabel 4.32 : hubungan antara Elevasi , Tampung (*Storage*) , dan debit Outflow

	elevasi m	H m	C	Q m ³ /dt	Q/2 m ³ /dt	volume (10 ³)m ³	Storage m ³	S - (dt.Q/2) (10 ³)m ³	S + (dt.Q/2) m ³
+	72.5	0.00	2.200	0.000	0.000	104.773	0.000	0.000	0.000
+	72.55	0.05	2.199	0.246	0.123	106.188	1.416	0.973	1.858
+	72.6	0.1	2.199	0.695	0.348	107.604	2.832	1.580	4.083
+	72.65	0.15	2.198	1.277	0.638	109.020	4.247	1.949	6.546
+	72.7	0.2	2.197	1.965	0.983	110.436	5.663	2.126	9.200
+	72.75	0.25	2.196	2.746	1.373	111.852	7.079	2.137	12.021
+	72.8	0.3	2.196	3.608	1.804	113.267	8.495	2.000	14.989
+	72.85	0.35	2.195	4.545	2.273	114.683	9.910	1.729	18.092
+	72.9	0.4	2.194	5.551	2.776	116.099	11.326	1.334	21.318
+	72.95	0.45	2.194	6.622	3.311	117.515	12.742	0.822	24.661
+	73	0.5	2.193	7.753	3.877	118.930	14.158	0.202	28.114
+	73.05	0.55	2.192	8.942	4.471	120.346	15.573	-0.522	31.669
+	73.1	0.6	2.192	10.185	5.093	121.762	16.989	-1.344	35.323
+	73.15	0.65	2.191	11.481	5.741	123.178	18.405	-2.261	39.071

Lanjutan Tabel 4.32

+	73.2	0.7	2.190	12.827	6.413	124.593	19.821	-3.268	42.909
+	73.25	0.75	2.189	14.221	7.110	126.009	21.237	-4.361	46.834
+	73.3	0.8	2.189	15.661	7.831	127.425	22.652	-5.538	50.843
+	73.35	0.85	2.188	17.147	8.574	128.841	24.068	-6.796	54.933
+	73.4	0.9	2.187	18.676	9.338	130.257	25.484	-8.133	59.101
+	73.45	0.95	2.187	20.247	10.124	131.672	26.900	-9.546	63.345
+	73.5	1	2.186	21.860	10.930	133.088	28.315	-11.032	67.663
+	73.55	1.05	2.185	23.512	11.756	134.504	29.731	-12.591	72.053
+	73.6	1.1	2.185	25.203	12.602	135.920	31.147	-14.219	76.513
+	73.65	1.15	2.184	26.933	13.466	137.335	32.563	-15.916	81.042
+	73.7	1.2	2.183	28.699	14.349	138.751	33.979	-17.680	85.637
+	73.75	1.25	2.183	30.502	15.251	140.167	35.394	-19.509	90.297
+	73.8	1.3	2.182	32.340	16.170	141.583	36.810	-21.401	95.021
+	73.85	1.35	2.181	34.212	17.106	142.999	38.226	-23.356	99.808
+	73.9	1.4	2.180	36.119	18.060	144.414	39.642	-25.373	104.656
+	73.95	1.45	2.180	38.059	19.030	145.830	41.057	-27.449	109.564

Lanjutan Tabel 4.32

+	74	1.5	2.179	40.032	20.016	147.246	42.473	-29.584	114.530
+	74.05	1.55	2.178	42.037	21.018	148.662	43.889	-31.777	119.555
+	74.1	1.6	2.178	44.073	22.037	150.077	45.305	-34.027	124.636
+	74.15	1.65	2.177	46.140	23.070	151.493	46.720	-36.332	129.773
+	74.2	1.7	2.176	48.238	24.119	152.909	48.136	-38.692	134.965
+	74.25	1.75	2.176	50.366	25.183	154.325	49.552	-41.107	140.211
+	74.3	1.8	2.175	52.523	26.262	155.740	50.968	-43.574	145.509
+	74.35	1.85	2.174	54.709	27.355	157.156	52.384	-46.093	150.860
+	74.4	1.9	2.174	56.924	28.462	158.572	53.799	-48.664	156.263
+	74.45	1.95	2.173	59.167	29.584	159.988	55.215	-51.286	161.716
+	74.5	2	2.172	61.438	30.719	161.404	56.631	-53.957	167.219

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.33 : Reservoir Routing dengan Q rencana 25 tahun

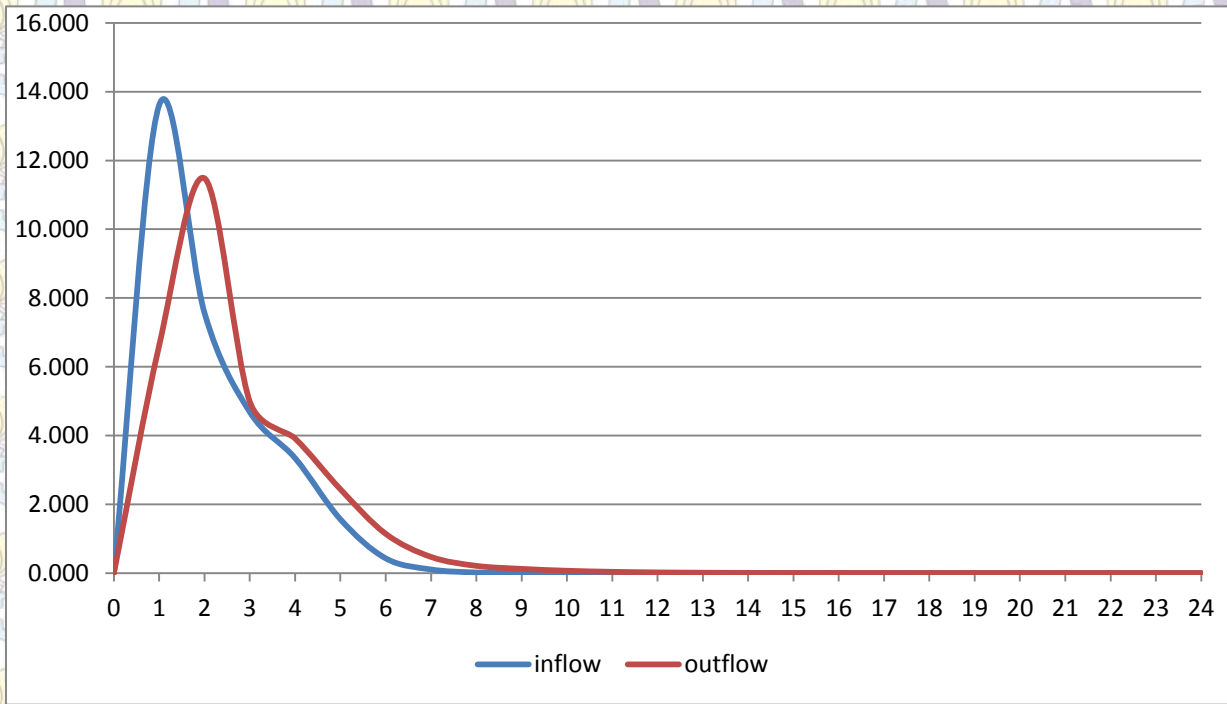
t jam	Inflow m³/dt	i rata2 m³/dt	I.d^t (10³)m³/dt	S-Δt.Q/2 (m³)	S+Δt.Q/2 (m³)	Elevasi	Q (m³/dtk)
0.00	0.00					72.50	0.000
		6.81	24.5	0.000	24.50		
1.00	13.61					72.95	6.622
		10.59	38.1	0.665	38.79		
2.00	7.56					73.15	11.481
		6.12	22.0	-2.547	19.50		
3.00	4.68					72.87	4.984
		4.01	14.4	1.557	16.00		
4.00	3.34					72.82	3.914
		2.50	9.0	1.912	10.90		
5.00	1.65					72.73	2.437
		1.07	3.8	2.132	5.97		
6.00	0.48					72.64	1.141
		0.31	1.1	1.863	2.97		
7.00	0.14					72.57	0.470

t jam	Inflow m3/dt	i rata2 m3/dt	I.d t (10^3)m3/dt	S-Δt.Q/2 (m3)	S+Δt.Q/2 (m3)	Elevasi	Q (m3/dtk)
		0.09	0.3	1.275	1.59		
8.00	0.04					72.54	0.210
		0.02	0.1	0.831	0.92		
9.00	0.01					72.52	0.122
		0.01	0.0	0.481	0.51		
10.00	0.00					72.51	0.067
		0.00	0.0	0.265	0.27		
11.00	0.00					72.51	0.036
		0.00	0.0	0.142	0.14		
12.00	0.00					72.50	0.019
		0.00	0.0	0.075	0.08		
13.00	0.00					72.50	0.010
		0.00	0.0	0.040	0.04		
14.00	0.00					72.50	0.005
		0.00	0.0	0.021	0.02		
15.00	0.00					72.50	0.003

t jam	Inflow m3/dt	i rata2 m3/dt	I.d t (10 ³)m3/dt	S-Δt.Q/2 (m3)	S+Δt.Q/2 (m3)	Elevasi	Q (m3/dtk)
		0.00	0.0	0.011	0.01		
16.00	0.00					72.50	0.001
		0.00	0.0	0.006	0.01		
17.00	0.00					72.50	0.001
		0.00	0.0	0.003	0.00		
18.00	0.00					72.50	0.000
		0.00	0.0	0.003	0.00		
19.00	0.00					72.50	0.000
		0.00	0.0	0.003	0.00		
20.00	0.00					72.50	0.000
		0.00	0.0	0.003	0.00		
21.00	0.00					72.50	0.000
		0.00	0.0	0.003	0.00		
22.00	0.00					72.50	0.000
		0.00	0.0	0.003	0.00		
23.00	0.00					72.50	0.000

t jam	Inflow m3/dt	i rata2 m3/dt	Ldt (10 ³)m3/dt	S-Δt.Q/2 (m3)	S+Δt.Q/2 (m3)	Elevasi	Q (m3/dtk)
		0.00	0.0	0.003	0.00		
24.00	0.00					72.50	0.000
		0.00	0.0	0.003	0.00		

(Sumber : Perhitungan)



Grafik 4.6 Reservoir Routing dengan Q 25 tahun



BAB V

ANALISA TUBUH BENDUNGAN

V.1 Tinggi Bendungan

Untuk mengetahui tinggi Bendungan dapat mengacu sesuai standard yang disusun oleh JANCOLD (*The Japanese National Committee on Large Dams*) seperti pada Tabel 2.11 bahwa bendungan urugan dengan tinggi kurang dari 50 meter, maka digunakan tinggi ruang bebas minimal sebesar 2 meter.

- Elevasi dasar bendungan : + 60.00
- Elevasi muka air banjir : + 73.15
- Elevasi mercu pelimpah : + 72.50
- Tinggi ruang bebas : 2.5 meter
- Elevasi puncak mercu bendungan : + 72.50 + 2.500
: + 75.00
- Tinggi bendungan : 15 meter

V.2 Lebar Bendungan

Untuk Menentukan lebar mercu Bendungan dihitung dengan cara menggunakan rumus (2.67)

$$b = 3.6 \times H^{1/3} - 3.0$$

$$b = 3.6 \times 15^{1/3} - 3.0$$

$$b = 5.88 \text{ meter}$$

$$\approx 6 \text{ meter.}$$

V.3 Kemiringan Lereng Bendungan

Kemiringan lereng bendungan dapat menggunakan data tanah sebagai berikut :

$$\phi = 17.00^\circ$$

$$SF = 1.5$$

$$\gamma = 2.39167 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 3.05833 \text{ t/m}^3$$

$$k = 0.12$$

Perhitungan kemiringan lereng hilir dan hulu bendungan menggunakan rumus-rumus sebagai berikut.

Kemiringan lereng hulu (m) :

$$SF = \frac{m - (k \times \gamma' \times \tan \Phi)}{1 + (k \times \gamma' \times m)}$$

$$1.5 = \frac{m - (0.12 \times (3.058 - 1) \times \tan 17)}{1 + (0.12 \times (3.058 - 1) \times m)}$$

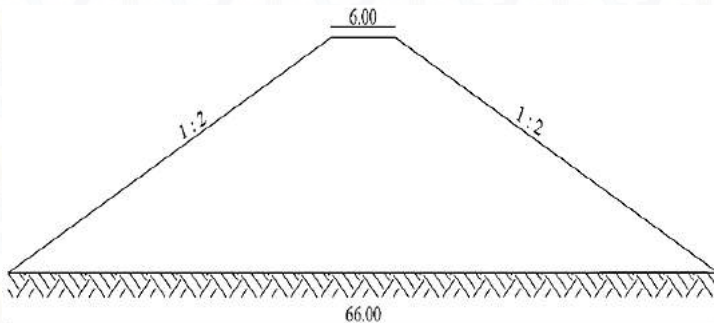
$$m = 2.1 \approx 2$$

Kemiringan lereng hilir (n) :

$$SF = \frac{n - (k \times \tan \Phi)}{1 + (k \times n)}$$

$$1.5 = \frac{n - (0.12 \times \tan 17)}{1 + (0.12 \times n)}$$

$$n = 1.88 \approx 2$$



Gambar 5.1 Potongan Melintang Bendungan

V.4 Perhitungan Formasi Garis Depresi

Perhitungan formasi garis depresi dilakukan pada 4 kondisi yaitu,

1. Pada saat muka air maksimum (banjir)
2. Pada saat muka air $3/4$
3. Pada saat muka air $1/2$ tinggi muka air maksimum
4. Pada saat muka air sama dengan elevasi *dead storage*.

V.4.1 Formasi Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir)

Elevasi muka air	$= + 73.15$
h	$= 73.15 - 60.00 = 13.15 \text{ m}$
L drainase tumit	$= 15 \text{ m}$
L_1	$= m \times h$
	$= 2 \times 13.15 \text{ m}$
	$= 26.29 \text{ m}$
$0.3L_1$	$= 0.3 \times 26.29 \text{ m}$
	$= 7.89 \text{ m}$
B	$= 66 \text{ m}$
L_2	$= B - L_1 - L \text{ drainase tumit}$
	$= 66 - 26.29 - 15$
	$= 24.59 \text{ m}$
d	$= L_2 + 0.3L_1$
	$= 24.59 + 7.89$
	$= 32.47 \text{ m}$

Nilai y pada saat $x = 0$

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_0 = \sqrt{(32.47)^2 + (13.15)^2} - 32.47$$

$$y_0 = 2.56$$

Persamaan garis depresi:

$$y = \sqrt{2 y_0 \cdot x + y_0^2}$$

$$y = \sqrt{5.12 x + 6.55}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Koordinat Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir)

X	0.00	-1.36	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	32.47
Y	2.56	0.00	5.67	7.60	9.13	10.44	11.60	12.66	13.15

(Sumber: perhitungan)

V.4.2 Formasi Garis Depresi Muka Air 3/4 Tinggi Air Maks

Elevasi muka air	= + 69.86
h	= 69.86 – 60.00 = 9.86 m
L drainase tumit	= 15 m
L ₁	= m x h
	= 2 x 9.86 m
	= 19.72 m
0.3L ₁	= 0.3 x 19.72m
	= 5.92 m
B	= 66 m
L ₂	= B – L ₁ – L drainase tumit
	= 66 – 19.72 – 15
	= 31.16 m
d	= L ₂ + 0.3L ₁
	= 31.16 + 5.92
	= 37.07 m

Nilai y pada saat $x = 0$

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_0 = \sqrt{(37.07)^2 + (9.86)^2} - 37.07$$

$$y_0 = 1.29$$

Persamaan garis depresi:

$$y = \sqrt{2 y_0 \cdot x + y_0^2}$$

$$y = \sqrt{2.577x + 1.667}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh, selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Koordinat Garis Depresi Muka Air 3/4 Air Maksimum

X	0.00	-1.36	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	37.07
Y	1.29	0.00	3.81	5.24	6.35	7.29	8.13	8.89	9.58	9.86

(Sumber: perhitungan)

V.4.3 Formasi Garis Depresi Muka Air 1/2 Tinggi Air Maks

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi muka air} &= + 66.57 \\
 h &= 66.57 - 60.00 = 6.57 \text{ m} \\
 L \text{ drainase tumit} &= 15 \text{ m} \\
 L_1 &= m \times h \\
 &= 2 \times 6.57 \text{ m} \\
 &= 13.15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 0.3L_1 &= 0.3 \times 13.15 \\
 &= 3.94 \text{ m} \\
 B &= 66 \text{ m} \\
 L_2 &= B - L_1 - L \text{ drainase tumit} \\
 &= 66 - 13.15 - 15 \\
 &= 36.85 \text{ m} \\
 d &= L_2 + 0.3L_1 \\
 &= 36.85 + 3.94 \\
 &= 40.80 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Nilai y pada saat $x = 0$

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_0 = \sqrt{(40.80)^2 + (6.57)^2} - 40.80$$

$$y_0 = 0.53$$

Persamaan garis depresi:

$$y = \sqrt{2 y_0 \cdot x + y_0^2}$$

$$y = \sqrt{1.05 x + 0.27}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh, selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Koordinat Garis Depresi Muka Air 1/2 Air Maksimum

X	0.00	-1.36	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40.80
Y	0.53	0.00	2.35	3.29	4.01	4.62	5.16	5.64	6.09	6.57

(Sumber: perhitungan)

V.4.4 Formasi Garis Depresi Dead Storage

Elevasi muka air	= + 65.00
h	= 65.00– 60.00 = 5 m
L drainase tumit	= 15 m
L ₁	= m x h
	= 2 x 5 m
	= 10 m
0.3L ₁	= 0.3 x 10
	= 3 m
B	= 66 m
L ₂	= B – L ₁ – L drainase tumit
	= 66 – 10– 15
	= 41 m
d	= L ₂ + 0.3L ₁
	= 41+ 3
	= 44 m

Nilai y pada saat x = 0

$$y_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

$$y_0 = \sqrt{(44)^2 + (5)^2} - 44$$

$$y_0 = 0.28$$

Persamaan garis depresi:

$$y = \sqrt{2 y_0 \cdot x + y_0^2}$$

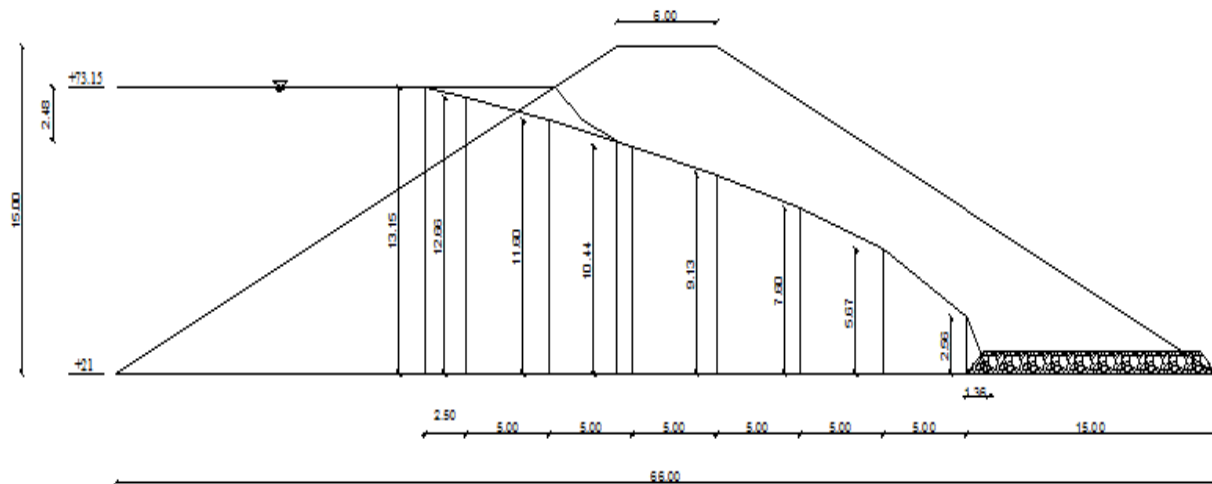
$$y = \sqrt{0.56 x + 0.08}$$

Persamaan garis depresi yang diperoleh, selanjutnya digunakan dalam perhitungan pada Tabel 5.4 berikut.

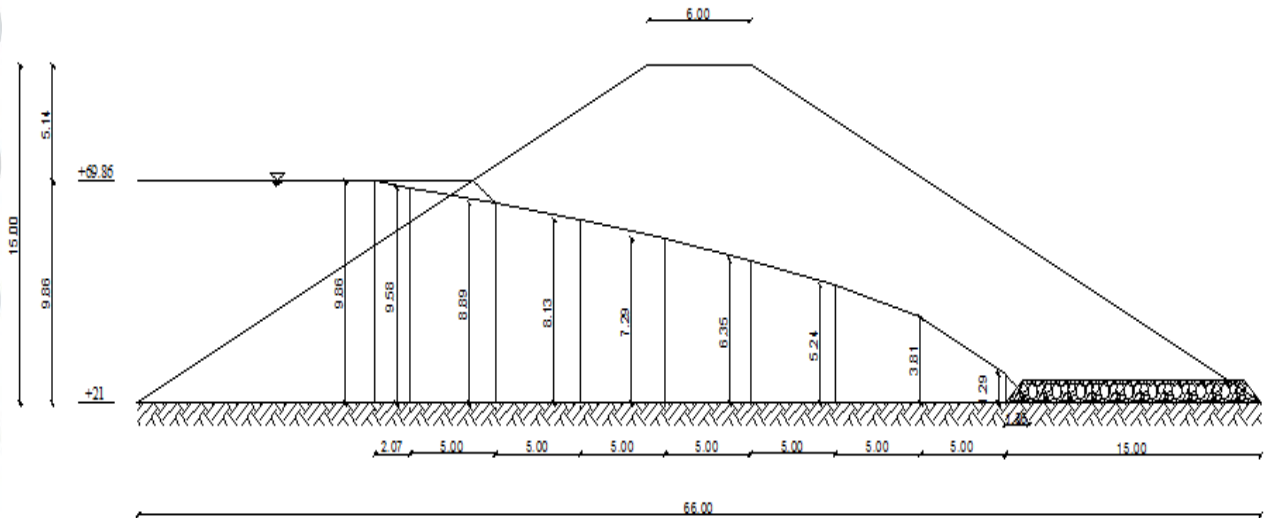
Tabel 5.4 Koordinat Garis Depresi Dead Storage

X	0.00	-1.36	5.00	10.00	15.00	20.00	25.00	30.00	35.00	40	43.88
Y	0.28	0.00	1.71	2.40	2.93	3.38	3.78	4.14	4.47	4.77	5.00

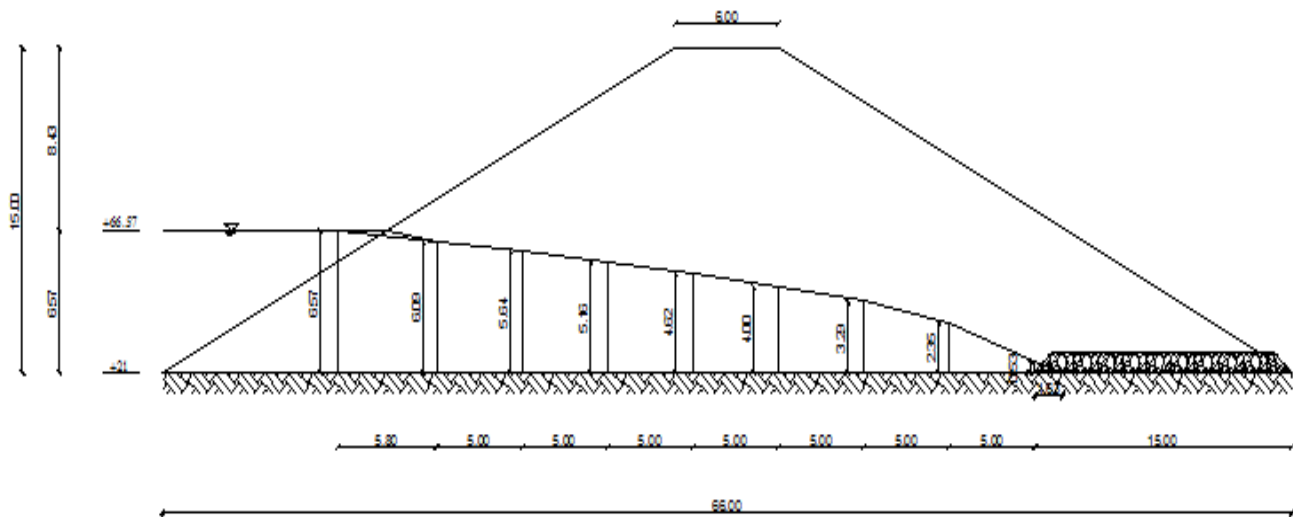
(Sumber: perhitungan)



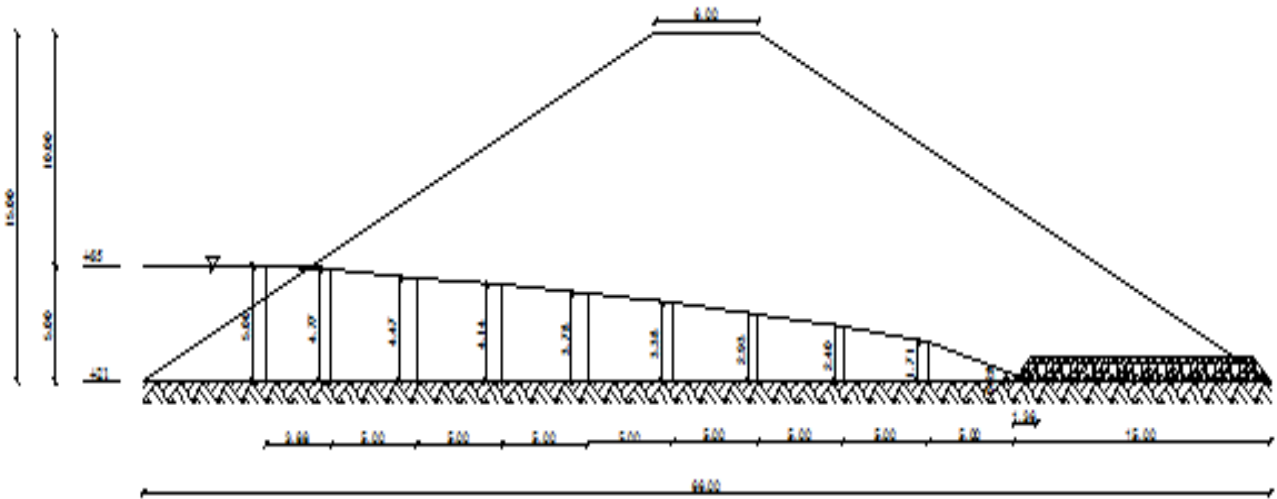
Gambar 5.2 Garis Depresi Muka Air Maksimum (Banjir)



Gambar 5.3 Garis Depresi Muka Air 3/4 Maksimum



Gambar 5.4 Garis Depresi Muka Air 1/2 Maksimum



Gambar 5.5 Garis Depresi Muka Air Setinggi *Dead Storage*

V.5 Stabilitas Tubuh Bendungan

Perhitungan stabilitas tubuh bendungan dilakukan pada tiap-tiap tahap berikut yaitu,

1. Pada saat kondisi embung kosong
2. Pada saat muka air maksimum (banjir)
3. Pada saat muka air $3/4$ tinggi muka air maksimum
4. Pada saat muka air $1/2$ tinggi muka air maksimum
5. Pada saat muka air setinggi *dead storage*.

Data-data tanah yang digunakan dalam perhitungan stabilitas tubuh bendungan sebagai berikut yang diperoleh dari Konsultan Perencana:

$$\gamma_t = 2.392 \text{ t/m}^3$$

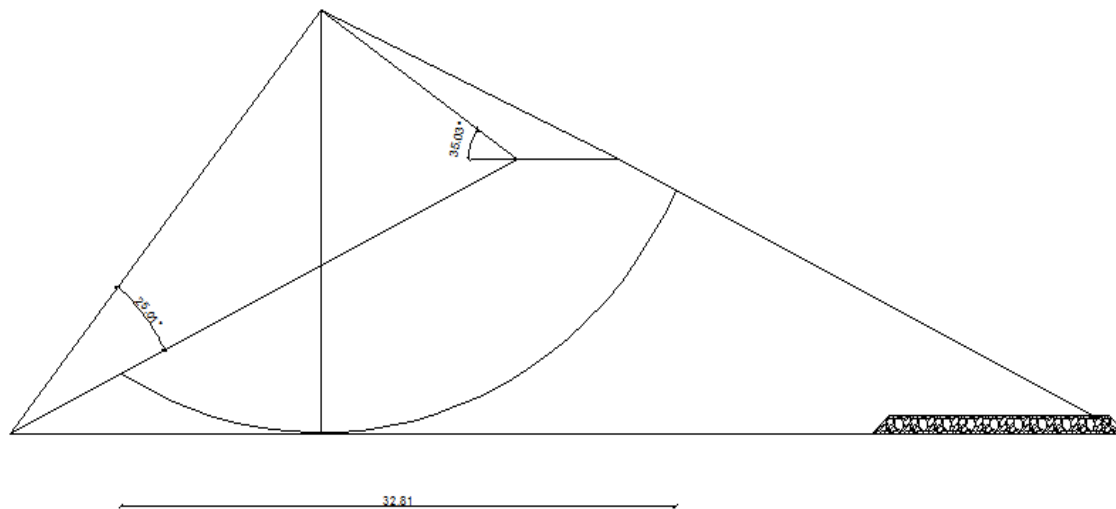
$$\gamma_{\text{sat}} = 3.058 \text{ t/m}^3$$

$$C = 3.77 \text{ t/m}^2$$

$$\Phi = 17^\circ$$

$$\tan \Phi = 0.306$$

Perhitungan kestabilan tubuh Bendungan dapat dilakukan setelah menggambar terlebih dahulu bentuk bidang longsor sesuai dengan ketentuan pada Tabel 2.15, dimana disebutkan bahwa dengan kemiringan lereng 1 : 2 maka digunakan nilai α sebesar 25° dan β sebesar 35° seperti pada Gambar 5.6 berikut.



Gambar 5.6 Bidang Longsor

V.5.1 Stabilitas Embung Kosong

Perhitungan stabilitas embung dilakukan dengan membagi bidang longsor menjadi beberapa pias dengan lebar yang sama. Dalam perhitungan ini bidang longsor dibagi menjadi 10 pias dengan lebar masing-masing piasnya sebesar 3.28 meter. Selanjutnya perhitungan dilakukan pada tiap-tiap pias. Berikut contoh perhitungannya.

Irisan 1:

$$\begin{aligned}
 A &= 12.89 \text{ m}^2 \\
 C &= 3.77 \text{ t/m}^2 \\
 e &= 0.10 \\
 \gamma_t &= 2.392 \text{ t/m}^3 \\
 &\quad (\text{kondisi tanah kering/ tidak dilalui garis depresi}) \\
 W &= 2.392 \text{ t/m}^3 \times 12.89 \text{ m}^2 = 30.8 \text{ t/m} \\
 \alpha &= 56.42^\circ \\
 \sin \alpha &= 0.83 \\
 \cos \alpha &= 0.55 \\
 b &= 3.28 \text{ m} \\
 L &= 1.81 \text{ m} \\
 T &= W \times \sin \alpha \\
 &= 30.8 \text{ t/m} \times 0.83 \\
 &= 25.68 \text{ t/m} \\
 N &= W \times \cos \alpha \\
 &= 30.8 \text{ t/m} \times 0.55 \\
 &= 17.05 \text{ t/m} \\
 Ne &= e \times T \\
 &= 0.10 \times 25.68 \text{ t/m} \\
 &= 2.57 \text{ t/m} \\
 Te &= e \times N \\
 &= 0.10 \times 17.05 \text{ t/m} \\
 &= 2.16 \text{ t/m} \\
 C \times L &= 3.77 \text{ t/m}^2 \times 1.81 \text{ m} \\
 &= 6.84 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.5 Kestabilan Embung Kosong

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.8	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
2	27.57	2.39	65.9	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
3	36.11	2.39	86.4	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
4	38.64	2.39	92.4	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
5	37.28	2.39	89.2	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89
6	34.05	2.39	81.4	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
7	29.19	2.39	69.8	-0.84	-0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
8	22.96	2.39	54.9	-8.80	-0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
9	15.03	2.39	35.9	-17.30	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
10	5.33	2.39	12.7	-26.02	-0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

Pada saat normal (SF = 1.2)

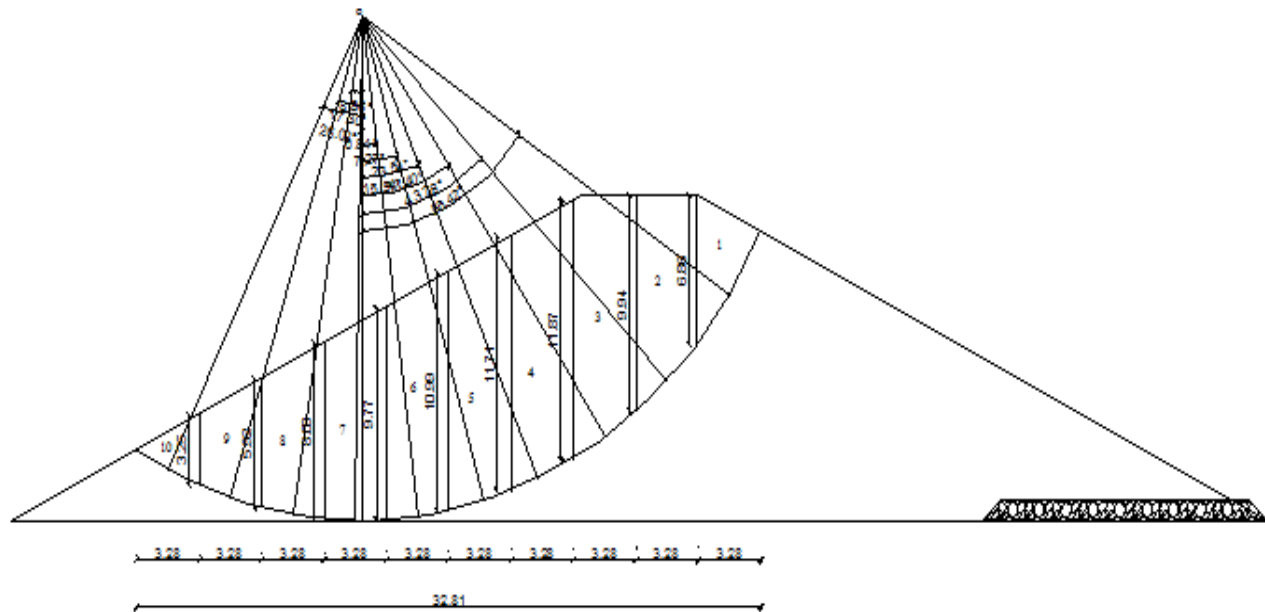
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 124 > 1.2 \text{ (OK)}$$

Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.7 Bidang Longsor saat Embung Kosong

V.5.2 Stabilitas Embung Muka Air Maksimum (Banjir)

Langkah dan cara dalam perhitungan stabilitas bendung umumnya sama dengan kondisi lainnya, perbedaannya hanya terletak pada bagian dari pias yang terkena rembesan air sehingga berat jenis (γ) dan luasannya berbeda pula. Tabel 5.6 berikut menunjukkan hasil-hasil perhitungannya.

Tabel 5.6 Kestabilan Lereng Hulu Embung Muka Air Maksimum (Banjir)

Irisan	A (m^2)	γ (t/m^3)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T ($W \sin \alpha$)	N ($W \cos \alpha$)	Ne ($e \cdot T$)	Te ($e \cdot N$)	C	C.L
1	12.55	2.39	30.02	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
	0.34	3.06	0.81											
2	17.88	2.39	42.76	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
	9.69	3.06	23.18											
3	15.02	2.39	35.92	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
	21.09	3.06	50.44											
4	11.38	2.39	27.21	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	27.26	3.06	65.20											
5	37.28	3.06	89.15	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89

Lanjutan Tabel 5.6

6	34.05	3.06	81.44	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
7	29.19	3.06	69.81	-0.84	0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
8	22.96	3.06	54.91	-8.80	0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
9	15.03	3.06	35.95	17.30	0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
10	5.33	3.06	12.75	26.02	0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

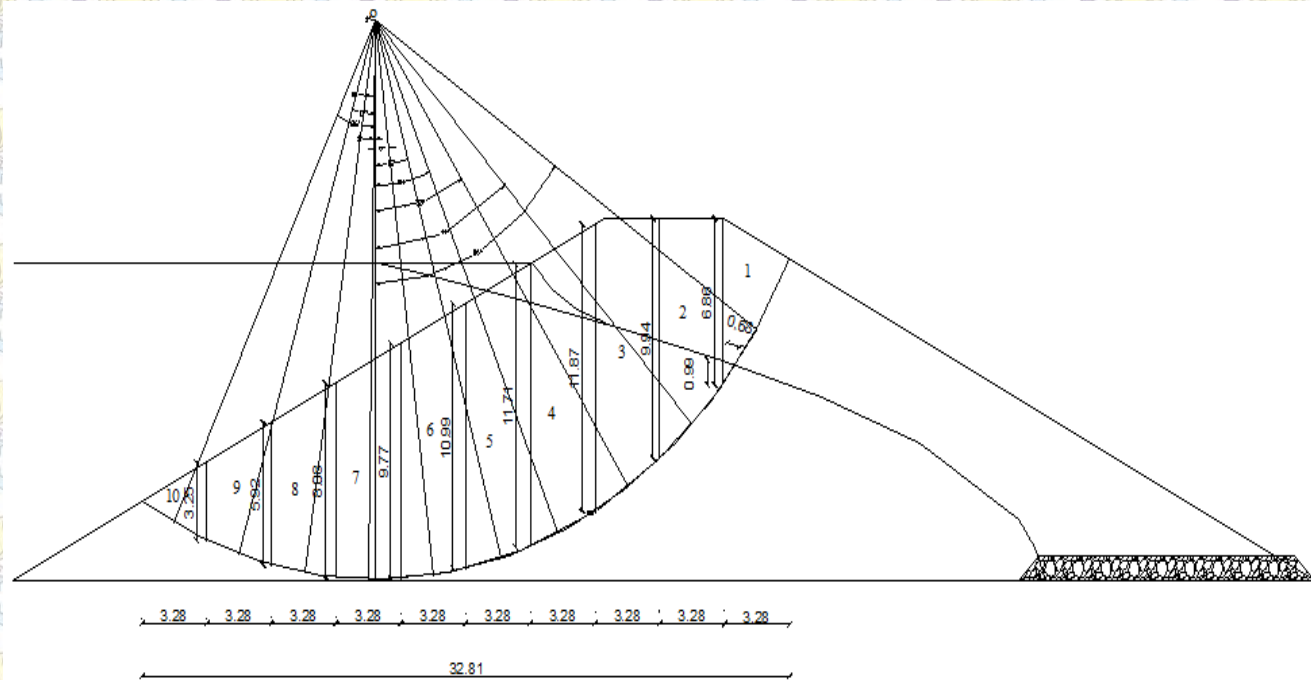
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.8 Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air Maksimum (Banjir)

Tabel 5.7 Kestabilan Lereng Hilir Embung Muka Air Maksimum (Banjir)

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T	N ($W \cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te	C	C.L
1	10.08	2.39	24.12	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
	2.81	3.06	6.71											
2	15.50	2.39	37.06	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
	12.07	3.06	28.87											
3	18.29	2.39	43.74	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
	17.82	3.06	42.62											
4	17.95	2.39	42.92	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	20.69	3.06	49.49											
5	15.58	2.39	37.26	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89
	21.70	3.06	51.90											
6	14.82	2.39	35.44	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
	19.23	3.06	45.99											
7	14.99	2.39	35.84	-0.84	-0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
	14.20	3.06	33.97											

Lanjutan Tabel 5.7

8	11.60	2.39	27.74	-8.80	-0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
	11.36	3.06	27.18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	15.03	2.39	35.95	17.30	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
				-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	5.33	2.39	12.75	26.02	-0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

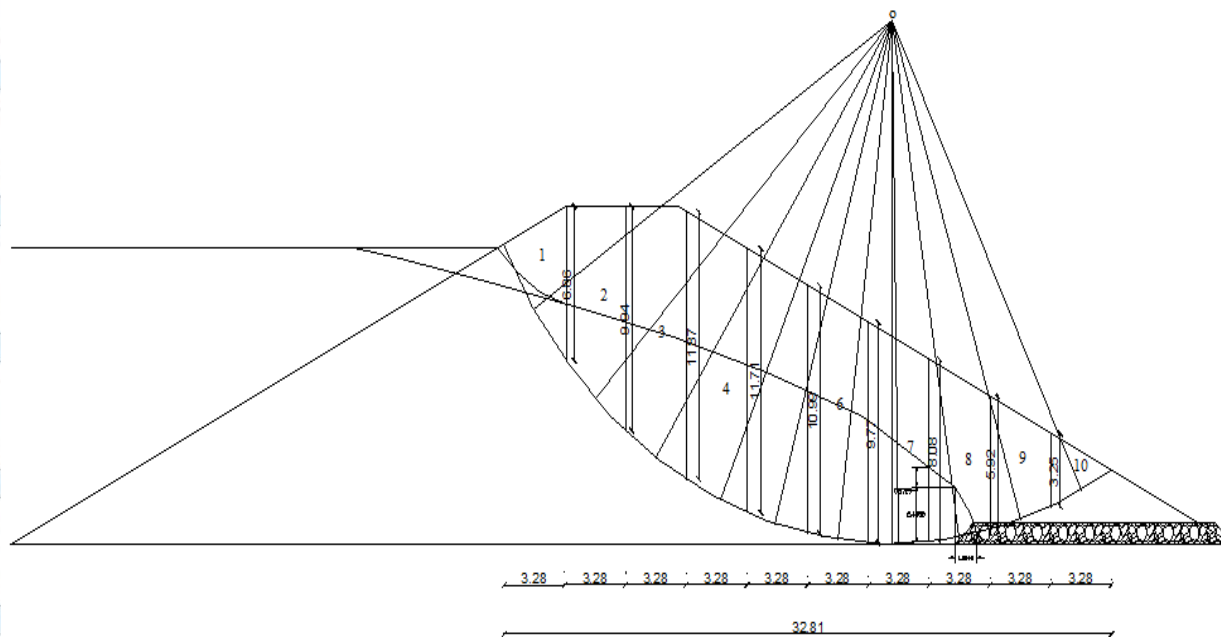
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne)\tan\Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan\Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.9 Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air Maksimum (Banjir)

Tabel 5.8 Kestabilan Lereng Hulu Embung Muka Air 3/4 Maksimum.

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ .A)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.83	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
2	25.87	2.39	61.87	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
	1.70	3.06	4.07											
3	25.44	2.39	60.84	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
	10.67	3.06	25.52											
4	20.10	2.39	48.07	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	18.54	3.06	44.34											
5	12.98	2.39	31.04	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89
	24.30	3.06	58.11											

Lanjutan Tabel 5.8

6	6.79	2.39	16.25	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
	27.26	3.06	65.19											
7	29.19	3.06	69.81	-0.84	0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
8	22.96	3.06	54.91	-8.80	0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
9	15.03	3.06	35.95	-17.30	0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
10	5.33	3.06	12.75	-26.02	0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

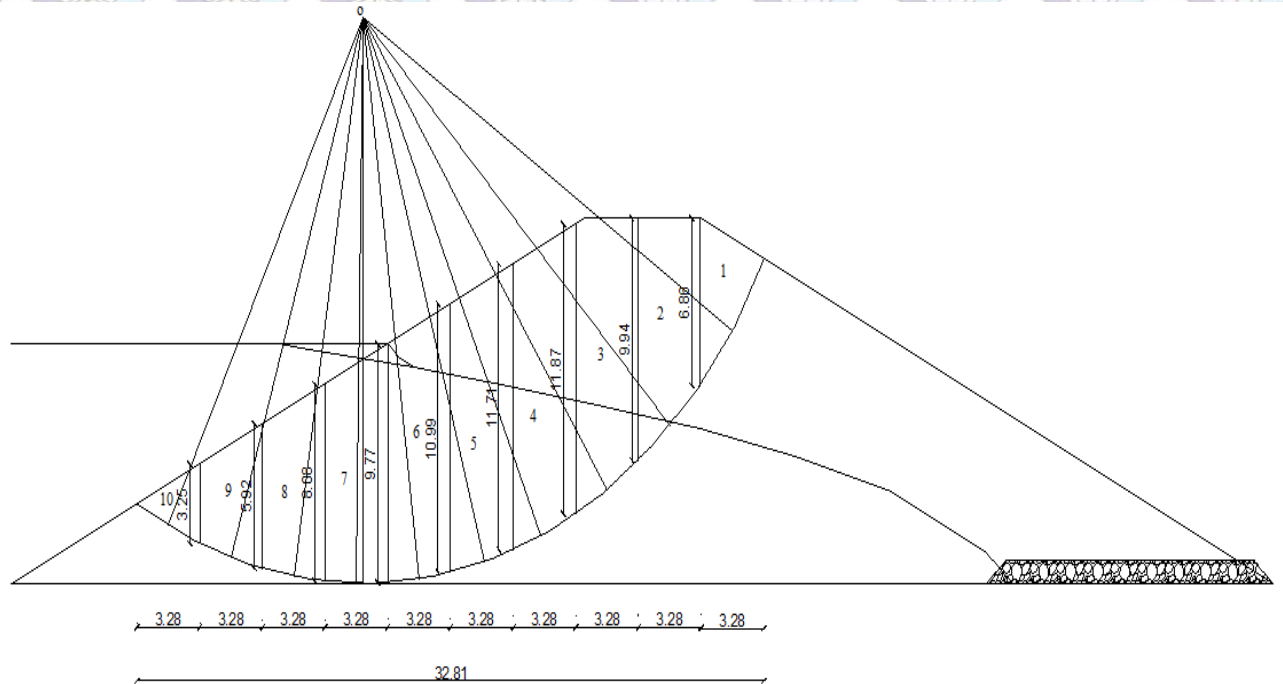
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.10 Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air 3/4 Maksimum

Tabel 5.9 Kestabilan Lereng Hilir Embung Muka Air 3/4 Maksimum

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.83	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
2	25.32	2.39	60.56	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
	2.25	3.06	5.38											
3	27.68	2.39	66.20	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
	8.43	3.06	20.16											
4	26.42	2.39	63.18	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	12.22	3.06	29.23											
5	24.26	2.39	58.01	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89
	13.02	3.06	31.14											
6	21.35	2.39	51.05	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
	12.70	3.06	30.39											
7	20.33	2.39	48.62	-0.84	-0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
	8.86	3.06	21.19											
8	21.09	2.39	50.44	-8.80	-0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
	1.87	3.06	4.47											

Lanjutan Tabel 5.9

9	15.03	2.39	35.95	-17.30	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
10	5.33	2.39	12.75	-26.02	-0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

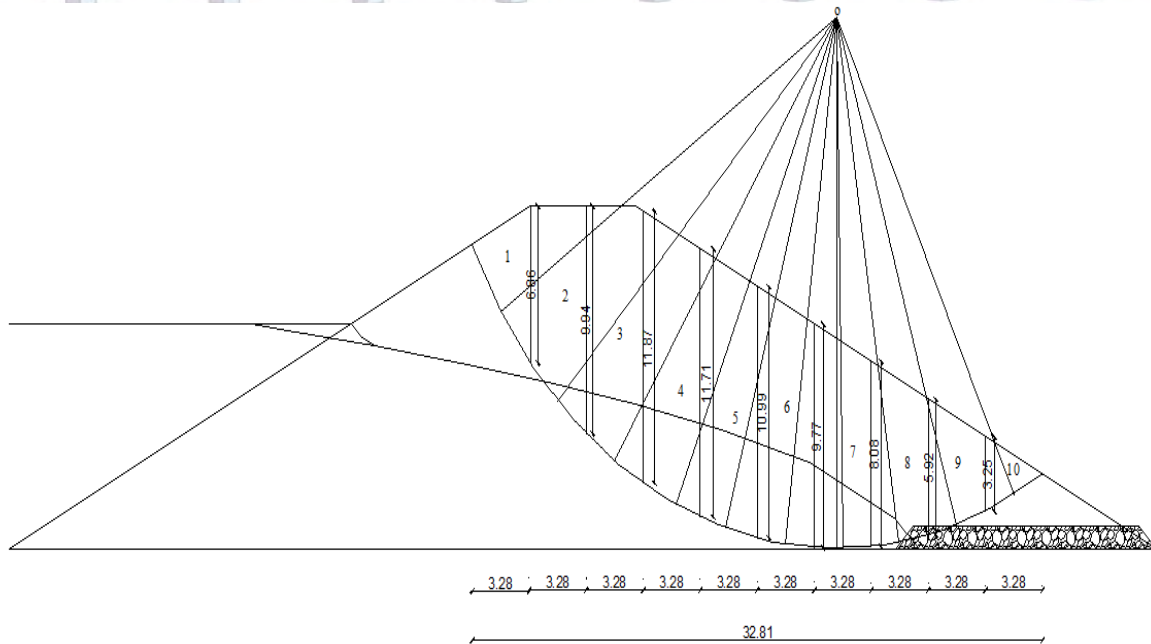
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne)\tan\Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan\Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.11 Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air 3/4 Maksimum

V.5.4 Stabilitas Embung Muka Air 1/2 Maksimum

Dengan langkah dan perumusan yang sama dengan kondisi muka air lainnya, didapatkan hasil perhitungan stabilitas sebagai berikut.

Tabel 5.10 Kestabilan Lereng Hulu Embung Muka Air 1/2 Maksimum

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ.A)	a	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.83	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
2	27.57	2.39	65.94	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
3	33.72	2.39	80.64	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
	2.39	3.06	5.72											
4	29.48	2.39	70.50	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	9.16	3.06	21.91											
5	23.00	2.39	55.00	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89
	14.28	3.06	34.15											
6	16.59	2.39	39.67	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
		17.46	3.06											

Lanjutan Tabel 5.10

7	10.22	2.39	24.44	-0.84	-0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
	18.97	3.06	45.37											
8	2.69	2.39	6.43	-8.80	-0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
	20.27	3.06	48.48											
9	15.03	3.06	35.95	17.30	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
10	5.33	3.06	12.75	26.02	-0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

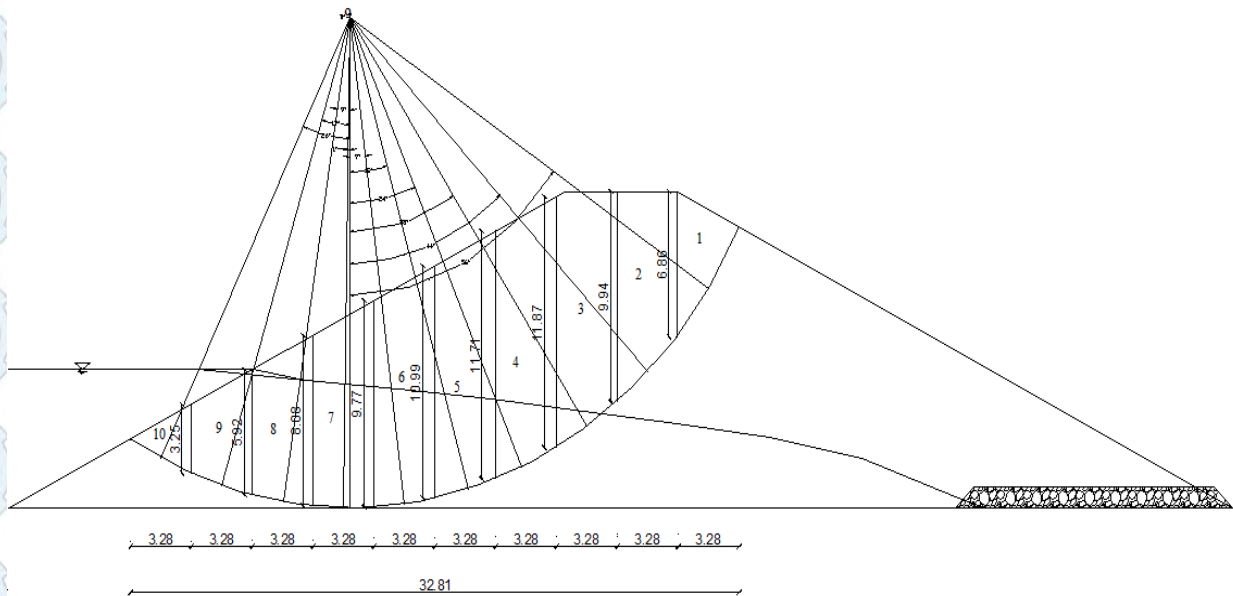
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.12 Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air 1/2 Maksimum

Tabel 5.11 Kestabilan Lereng Hilir Embung Muka Air 1/2 Maksimum

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.83	56.56	0.83	0.55	3.28	1.81	25.73	16.99	2.57	1.70	3.77	6.81
2	27.57	2.39	65.94	43.85	0.69	0.72	3.28	2.37	45.68	47.55	4.57	4.76	3.77	8.92
3	34.99	2.39	83.68	33.44	0.55	0.83	3.28	2.74	47.59	72.07	4.76	7.21	3.77	10.32
	1.12	3.06	2.68											
4	33.47	2.39	80.05	24.16	0.41	0.91	3.28	2.99	37.82	84.32	3.78	8.43	3.77	11.28
	5.17	3.06	12.37											
5	29.70	2.39	71.03	15.52	0.27	0.96	3.28	3.16	23.86	85.90	2.39	8.59	3.77	11.91
	7.58	3.06	18.13											
6	26.45	2.39	63.26	7.24	0.13	0.99	3.28	3.25	10.26	80.79	1.03	8.08	3.77	12.27
	7.60	3.06	18.18											
7	25.12	2.39	60.08	-0.90	-0.02	1.00	3.28	3.28	-1.10	69.80	-0.11	6.98	3.77	12.36
	4.07	3.06	9.73											
8	22.07	2.39	52.78	-9.06	-0.16	0.99	3.28	3.24	-8.65	54.23	-0.86	5.42	3.77	12.21
	0.89	3.06	2.13											
9	15.03	2.39	35.95	-17.41	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.76	34.30	-1.08	3.43	3.77	11.80
10	5.33	3.06	12.75	-26.16	-0.44	0.90	3.28	2.94	-5.62	11.44	-0.56	1.14	3.77	11.10
Jumlah									164.82	557.39	16.48	55.74		108.99

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

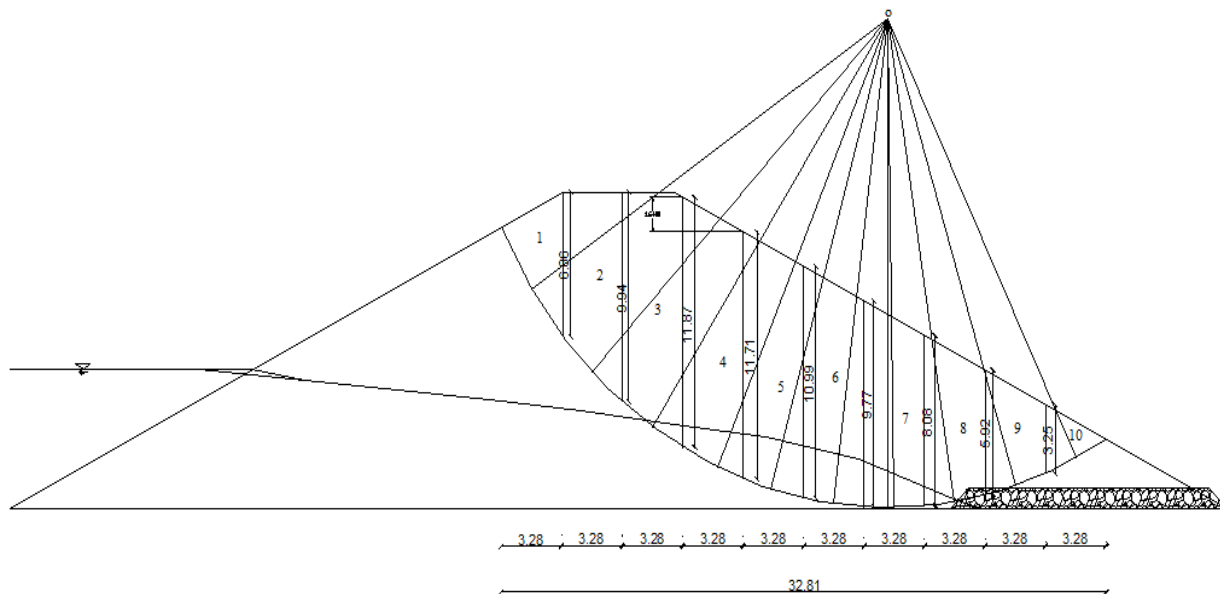
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne)\tan\Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U)\tan\Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.13 Bidang Longsor Lereng Hilir Embung Muka Air 1/2 Maksimum

Tabel 5.12 Kestabilan Lereng Hulu Embung Kondisi Muka Air setinggi *Dead Storage*

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W (γ.A)	a	sin α	cos α	b (m)	L (m)	T (W sin α)	N (W cos α)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.83	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
2	27.57	2.39	65.94	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
3	35.83	2.39	85.69	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
	0.28	3.06	0.67											
4	33.81	2.39	80.86	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	4.83	3.06	11.55											
5	27.62	2.39	66.07	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	24.48	85.73	2.45	8.57	3.77	11.89
	9.65	3.06	23.08											
6	21.48	2.39	51.37	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
		12.57	3.06											

Lanjutan Tabel 5.12

7	15.37	2.39	36.76	-0.84	-0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
	13.82	3.06	33.05											
8	9.31	2.39	22.27	-8.80	-0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
	13.65	3.06	32.64											
9	3.13	2.39	7.49	-17.30	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
	11.90	3.06	28.46											
10	5.33	3.06	12.75	-26.02	-0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									164.84	557.84	16.48	55.78		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

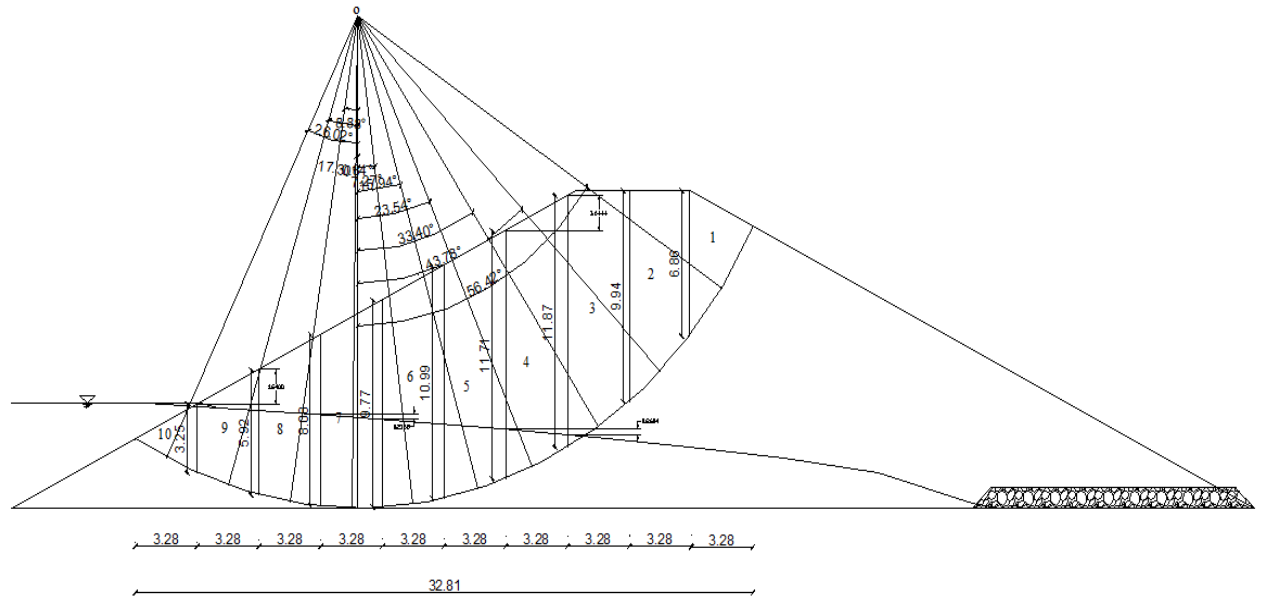
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne) \tan \Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U) \tan \Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.14 Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air Setinggi *Dead Storage*

Tabel 5.13 Kestabilan Lereng Hilir Embung Kondisi Muka Air setinggi *Dead Storage*

Irisan	A (m ²)	γ (t/m ³)	W ($\gamma \cdot A$)	α	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	b (m)	L (m)	T (W $\sin \alpha$)	N (W $\cos \alpha$)	Ne (e.T)	Te (e.N)	C	C.L
1	12.89	2.39	30.83	56.42	0.83	0.55	3.28	1.81	25.68	17.05	2.57	1.71	3.77	6.84
2	27.57	2.39	65.94	43.78	0.69	0.72	3.28	2.37	45.62	47.61	4.56	4.76	3.77	8.93
3	36.11	2.39	86.36	33.40	0.55	0.83	3.28	2.74	47.54	72.10	4.75	7.21	3.77	10.32
4	36.66	2.39	87.67	23.54	0.40	0.92	3.28	3.01	36.91	84.72	3.69	8.47	3.77	11.34
	1.98	3.06	4.75											
5	32.85	2.39	78.57	15.94	0.27	0.96	3.28	3.15	25.38	88.86	2.54	8.89	3.77	11.89
	5.79	3.06	13.84											
6	29.09	2.39	69.56	7.27	0.13	0.99	3.28	3.25	10.31	80.78	1.03	8.08	3.77	12.27
	4.96	3.06	11.87											
7	25.57	2.39	61.16	-0.84	-0.01	1.00	3.28	3.28	-1.02	69.81	-0.10	6.98	3.77	12.36
	3.62	3.06	8.65											
8	22.67	2.39	54.21	-8.80	-0.15	0.99	3.28	3.24	-8.40	54.27	-0.84	5.43	3.77	12.22
	0.29	3.06	0.70											
9	15.03	2.39	35.95	-17.30	-0.30	0.95	3.28	3.13	-10.69	34.32	-1.07	3.43	3.77	11.81
10	5.33	2.39	12.75	-26.02	-0.44	0.90	3.28	2.95	-5.59	11.46	-0.56	1.15	3.77	11.11
Jumlah									165.74	560.97	16.57	56.10		109.09

(Sumber: perhitungan)

- Pada Saat normal (SF = 1.2)

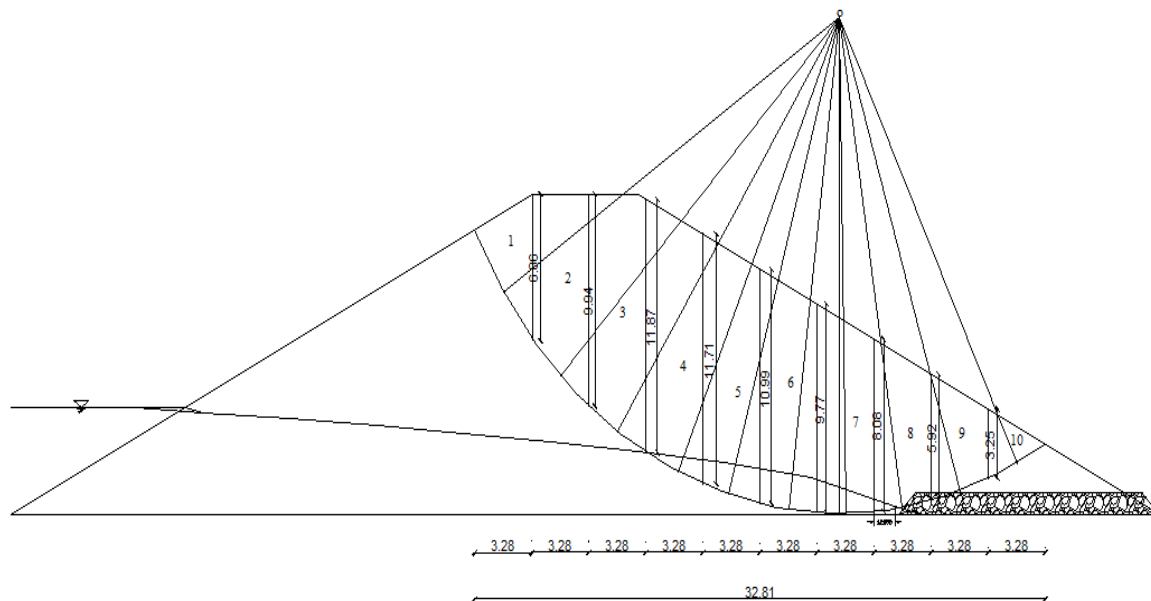
$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U - Ne)\tan\Phi]}{\sum (T + Te)}$$

$$SF = 1.24 > 1.2 \text{ (OK)}$$

- Pada saat gempa (SF = 1.5)

$$SF = \frac{\sum [C.L + (N - U)\tan\Phi]}{\sum T}$$

$$SF = 1.7 > 1.5 \text{ (OK)}$$



Gambar 5.15 Bidang Longsor Lereng Hulu Embung Muka Air Setinggi *Dead Storage*



BAB VI

ANALISA BANGUNAN PELIMPAH (*SPILLWAY*)

VI.1 Analisa Pelimpah

Pada perencanaan Embung Tambak Pocok kecamatan Tanjung Bumi kabupaten Bangkalan pada mercu bangunan Pelimpah (*Spillway*) memakai Tipe mercu *Spillway* yang sudah umum digunakan pada bendungan tipe urugan yaitu mercu Ogee Tipe I dengan hulu tegak. dari perhitungan sebelumnya di dapatkan hasil sebagai berikut :

$$\begin{aligned} Q &= 11.481 \text{ m}^3/\text{dt} \\ H_o &= 73.15 - 72.5 \\ &= 0.65 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar Pelimpah} = 10 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Pelimpah} = 3 \text{ m}$$

Untuk menentukan bentuk penampang melintang *Spillway* dapat digunakann dengan metode C.E.D.D.U.S Army (*Civil Engineering Department U.S. Army*). Metode tersebut akan menghasilkan bentuk penampang melintang bendung.

$$X^{1.85} = 2 \cdot H_d^{0.85} \cdot Y$$

$$X^{1.85} = 2 \cdot (0.65)^{0.85} \cdot Y$$

$$Y = 0.7247 X^{1.85}$$

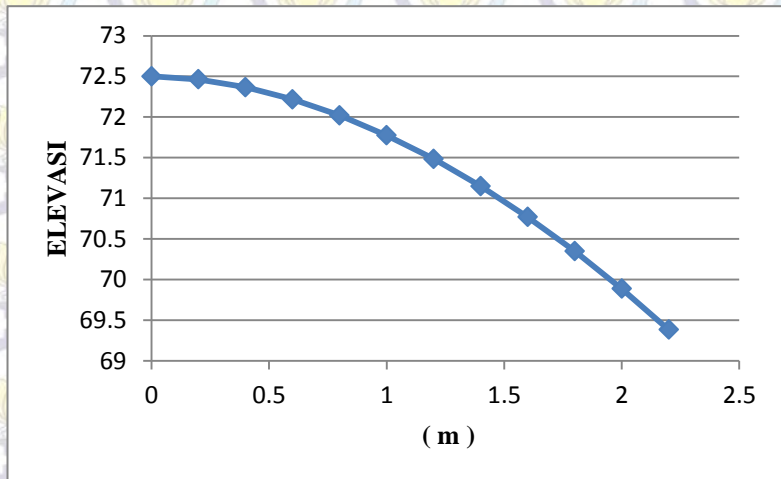
Dari hasil persamaan tersebut, maka selanjutnya dapat ditabelkan dan digambar grafik seperti berikut.

Tabel 6.1 Lengkung Mercu Hilir

X	Y	Elevasi
0	0	72.5
0.2	0.0	72.5
0.4	0.1	72.4
0.6	0.3	72.2

X	Y	Elevasi
0.8	0.5	72.0
1	0.7	71.8
1.2	1.0	71.5
1.4	1.4	71.1
1.6	1.7	70.8
1.8	2.1	70.4
2	2.6	69.9
2.2	3.1	69.4

(Sumber: perhitungan)



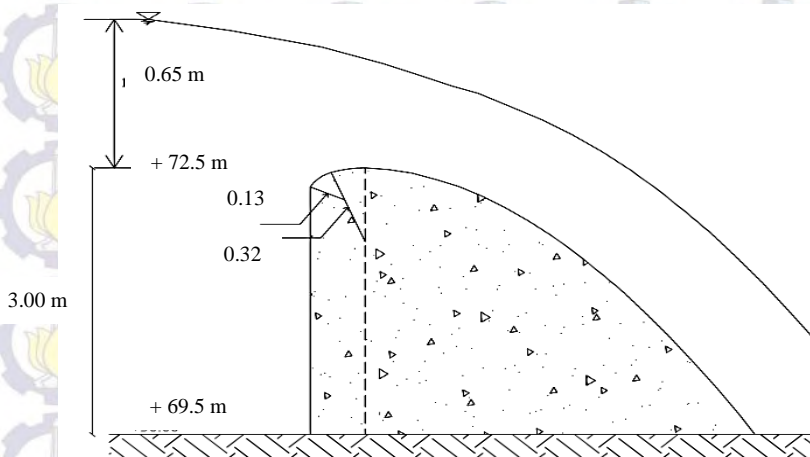
Grafik 6.1 Grafik Lengkung Mercu Hilir

Perhitungan hulu mercu menggunakan rumus yang sudah tertera pada gambar mercu Ogee Tipe I (Gambar 2.4).

$$\begin{aligned}
 X1 &= 0.175 \times H_o \\
 &= 0.175 \times 0.65 \text{ m} \\
 &= 0.11 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 X2 &= 0.282 \times H_o \\
 &= 0.282 \times 0.65 \text{ m} \\
 &= 0.18 \text{ m} \\
 R1 &= 0.2 \times H_o \\
 &= 0.2 \times 0.65 \text{ m} \\
 &= 0.32 \text{ m} \\
 R2 &= 0.5 \times H_o \\
 &= 0.5 \times 0.65 \text{ m} \\
 &= 0.13 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya dari hasil perhitungan tersebut dapat dibuat penampang mercu pelimpah sebagai berikut.



Gambar 6.1 Penampang Melintang Mercu Pelimpah

VI.2 Saluran Pengarah

Data-data yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Q &= 11.481 \text{ m}^3/\text{dt} \\
 H_o &= 0.65 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lebar Pelimpah = 10 m

Tinggi Pelimpah = 3 m

Kecepatan aliran masuk pada bagian ini dibatasi tidak lebih dari 4 m/dt agar alirannya senantiasa dalam kondisi hidrolika yang baik dan kapasitas pengalirannya tidak menurun.

$$Q = V \cdot A$$

$$11.481 = V \cdot [(3+0.65) \times 15]$$

$$V = 0.3149 \text{ m/dt} \quad (\leq 4 \text{ m/dt}) \quad (\text{OK})$$

VI.3 Saluran Pengatur

Perhitungan saluran pengatur menggunakan rumus dasar sebagai berikut :

$$V = \sqrt{2g \cdot \left(\frac{1}{2}H + z\right)} \dots\dots\dots (6.1)$$

dimana :

V = kecepatan awal loncatan (m/ dt)

g = percepatan gravitasi (m/ dt²)

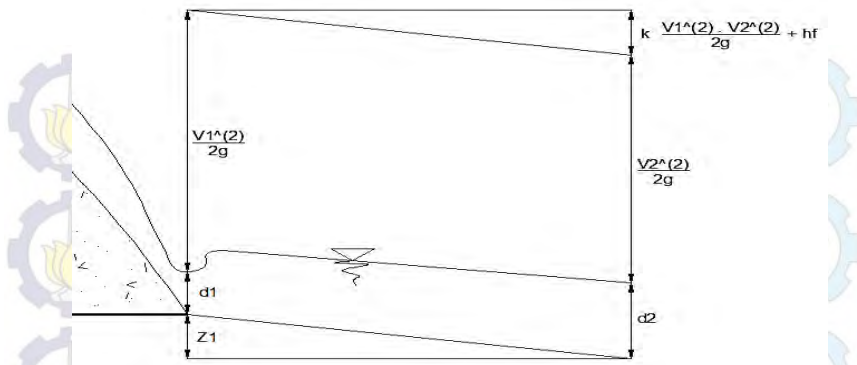
H = tinggi air di atas mercu (m)

z = tinggi jatuh (m)

Dengan data-data yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya, maka dapat dihitung nilai V sebagai berikut.

$$V = \sqrt{2 (9.8) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 0.65 + (3 + 0.65)\right)}$$

$$V = 3.1589 \text{ m/dt}$$



Gambar 6.2 Garis Energi Saluran Pengatur

Kedalaman aliran (d_1) dapat dihitung dengan rumus berikut.

$$q = V \cdot d_1 \dots \dots \dots (6.2)$$

dimana:

q = debit per satuan lebar

V = kecepatan aliran

d_1 = kedalaman aliran

Perhitungannya sebagai berikut.

$$q = V \cdot d_1$$

$$\frac{11.481}{10} = 3.1589 \cdot d_1$$

$$d_1 = 0.3634 \text{ m}$$

Pada bangunan pelimpah biasanya pada bagian transisi dibuat dengan dinding tegak yang semakin menyempit ke hilir dengan inklinasi sebesar $12^\circ 30'$ terhadap sumbu saluran peluncur, sehingga panjang saluran transisi dihitung sebagai berikut.

$$b_1 = 10 \text{ m}$$

$$b_2 = 6 \text{ m}$$

$$\theta = 12.5^\circ$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \cdot \Delta b}{\tan \theta}$$

$$L = \frac{\frac{1}{2} \cdot (150 - 6)}{\tan 12.5}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

Untuk perhitungan kedalaman dan kecepatan air pada titik kontrol 2 (d_2) dengan cara coba-coba. Contoh perhitungannya sebagai berikut.

$$n = 0.011 \text{ (beton acian)}$$

$$k = 0.2$$

$$P_1 = b + 2 \cdot h = 10 + (2 \times 0.3634) = 10.727 \text{ m}$$

$$A_1 = b \times h = 10 \times 0.3634 = 3.6345 \text{ m}^2$$

$$R_1 = A_1/P_1 = 3.6345/10.727 = 0.3388 \text{ m}$$

$$R_1^{4/3} = 0.2362 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} E_1 &= z_1 + d_1 + (V_1^2/2g) \\ &= 0.4 + 0.3634 + (3.1589^2/(2 \times 9.8)) \\ &= 1.27 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= (V_1^2 \cdot n^2)/R_1^{4/3} \\ &= 0.005112 \end{aligned}$$

$$\text{misal } d_2 = 1.00 \text{ m}$$

$$P_2 = b + 2 \cdot h = 6 + (2 \times 1.00) = 8 \text{ m}$$

$$A_2 = b \times h = 6 \times 1.00 = 6 \text{ m}^2$$

$$R_2 = A_2/P_2 = 6.00/8.00 = 0.75 \text{ m}$$

$$V_2 = Q/A_2 = 1.914 \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned} S_2 &= (V_2^2 \cdot n^2)/R_2^{4/3} \\ &= 0.001 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{rata-rata}} &= (S_1 + S_2)/2 \\ &= 0.005 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h_f &= S_2 \times L \\ &= 0.029 \end{aligned}$$

$$h_e = k \cdot (\Delta V^2/2g)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0.016 \\
 E_2 &= z_2 + d_2 + (V_2^2/2g) + h_e + h_f \\
 &= 1.231 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan dengan $d_2 = 1.00 \text{ m}$ menunjukkan bahwa nilai $E_1 \neq E_2$ sehingga harus dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_2 hingga didapatkan hasil yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$. Selanjutnya perhitungan akan ditunjukkan dengan Tabel 6.2 berikut ini.

Tabel 6.2 Perhitungan Saluran Transisi

d2 (m)	b (m)	A (m²)	P (m)	R^{4/3} (m)	V2 (m/dt)	S2	S rata- rata	hf (m)	he (m)	E2 (m)
1	6	6	8	0.681	1.914	0.001	0.003	0.029	0.016	1.23
1.5	6	9	9	1	1.276	0.000	0.003	0.027	0.036	1.64
1.059	6	6.36	8.12	0.722	1.806	0.001	0.003	0.028	0.019	1.27
2	6	12	10	1.275	0.957	0.000	0.003	0.026	0.049	2.12

(Sumber: perhitungan)

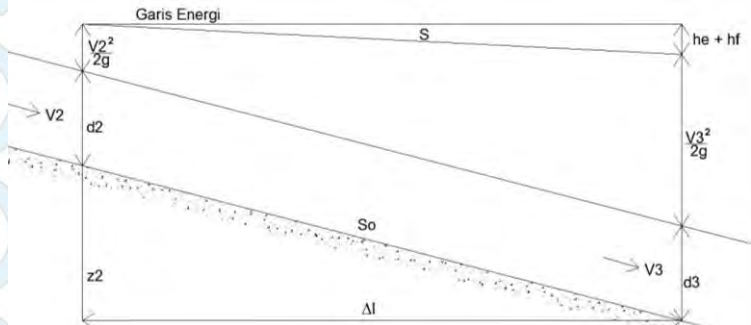
Tabel 6.2 menunjukkan bahwa nilai d_2 yang memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ adalah nilai d_2 sebesar 1.059 m.

VI.4 Saluran Peluncur

Saluran peluncur terdiri dari dua bagian yaitu saluran peluncur lurus dan saluran peluncur berbentuk terompet. Perhitungan saluran peluncur dilakukan dengan cara yang sama dengan perhitungan saluran pengatur yaitu dengan cara Trial Error, tapi perhitungan dilakukan pada masing-masing bagian. Data yang digunakan dalam perhitungan saluran peluncur adalah data yang telah didapatkan dari perhitungan pada saluran pengatur, yaitu sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 d_2 &= 1.059 \text{ m} \\
 b_2 &= 6 \text{ m} \\
 A_2 &= 6.36 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_2 &= 8.12 \text{ m} \\
 R_2 &= 0.78 \text{ m} \\
 R_2^{4/3} &= 0.722 \text{ m} \\
 V_2 &= 1.806 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$



Gambar 6.3 Garis Energi Saluran Peluncur Lurus

Perhitungan pertama dilakukan untuk bagian saluran peluncur lurus sehingga didapatkan nilai kedalaman air di hilir bagian saluran peluncur lurus (d_3) yang memenuhi persamaan $E_2 = E_3$.

Direncanakan:

$$\begin{aligned}
 z_2 &= 2.5 \text{ m} \\
 n &= 0.011 \\
 L &= 15 \text{ m} \\
 E_2 &= z_2 + d_2 + (V_2^2 / 2g) \\
 &= 2.5 + 1.96 + (2.760^2 / (2 \times 9.8)) \\
 &= 3.226 \text{ m} \\
 S_2 &= (V_2^2 \cdot n^2) / R_2^{4/3} \\
 &= 0.001
 \end{aligned}$$

misal $d_3 = 0.30 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 P_3 &= b + 2 \cdot h = 6 + (2 \times 0.30) = 6.6 \text{ m} \\
 A_3 &= b \times h = 6 \times 0.30 = 1.8 \text{ m}^2 \\
 R_3 &= A_3 / P_3 = 1.8 / 6.6 = 0.273 \text{ m} \\
 V_3 &= Q / A_2 = 6.378 \text{ m/dt}
 \end{aligned}$$

$$S_3 = (V^2 \cdot n^2) / R_3^{4/3} \\ = 0.028$$

$$S_{\text{rata-rata}} = (S_2 + S_3) / 2 \\ = 0.014$$

$$h_f = S_3 \times L \\ = 0.213$$

$$E_3 = z_2 + d_2 + (V_2^2 / 2g) + h_f \\ = 2.802$$

Hasil perhitungan dengan $d_3 = 0.30$ m tidak memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ sehingga harus dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_3 . Tabel 6.3 berikut menunjukkan hasil perhitungan dengan beberapa variasi nilai d_3 .

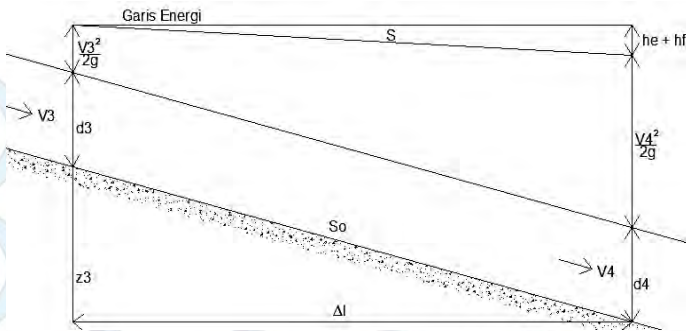
Tabel 6.3 Perhitungan Saluran Peluncur Lurus

d3 (m)	b (m)	A (m²)	P (m)	R^{4/3} (m)	V3 (m/dt)	Sf3	Sf rata- rata	hf (m)	he (m)	E3 (m)
0.3	6	1.8	6.6	0.177	6.378	0.028	0.014	0.213	0.213	2.802
0.5	6	3	7	0.323	3.827	0.005	0.003	0.045	0.042	1.334
0.278	6	1.66	6.55	0.16	6.88	0.036	0.018	0.270	0.263	3.226
1	6	6	8	0.681	1.914	0.001	0.001	0.009	0.000	1.196

(Sumber: perhitungan)

Hasil perhitungan pada Tabel 6.3 menghasilkan nilai d_3 yang memenuhi persamaan $E_2 = E_3$ adalah sebesar 0.278 m.

Perhitungan selanjutnya adalah saluran peluncur berbentuk terompet. Dalam perhitungan ini besarnya kedalaman air pada hilir saluran peluncur lurus (d_3) digunakan sebagai kedalaman air pada hulu saluran peluncur berbentuk terompet, kemudian dihitung dengan cara Trial and Error besarnya kedalaman air pada hilir saluran peluncur berbentuk terompet (d_4) hingga didapatkan nilai yang memenuhi persamaan $E_3 = E_4$.



Gambar 6.4 Garis Energi Saluran peluncur Terompet

Pada bagian berbentuk terompet ini, panjang saluran ditentukan berdasarkan nilai θ , sedangkan nilai θ ditentukan oleh besarnya bilangan Froude (Fr) dengan rumus sebagai berikut.

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot d}} \dots \dots \dots (6.3)$$

dimana:

Fr = bilangan Froude

V = kecepatan aliran

d = kedalaman aliran

Bilangan Froude didapatkan sebesar:

$$\begin{aligned} Fr &= \frac{6.880}{\sqrt{9.8 \times 0.2781}} \\ &= 4.167 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tan \theta &= \frac{1}{3 Fr} \\ &= 0.08 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_{sal} &= 1/\tan \theta \\ &= 13 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z_3 &= 3 \text{ m} \\ n &= 0.011 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_3 &= z_3 + d_3 + (V_3^2/2g) \\
 &= 3 + 0.278 + (6.8796^2/(2 \times 9.8)) \\
 &= 5.69 \text{ m} \\
 S_2 &= (V^2 \cdot n^2)/R_3^{4/3} \\
 &= 0.035
 \end{aligned}$$

misal $d_4 = 0.50 \text{ m}$

$$P_4 = b + 2 \cdot h = 10 + (2 \times 0.50) = 11.00 \text{ m}$$

$$A_4 = b \times h = 10 \times 0.50 = 5.00 \text{ m}^2$$

$$R_4 = A_4/P_4 = 5.00/11.00 = 0.45 \text{ m}$$

$$V_4 = Q/A_4 = 2.296 \text{ m/dt}$$

$$\begin{aligned}
 S_4 &= (V^2 \cdot n^2)/R_4^{4/3} \\
 &= 0.002
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{\text{rata-rata}} &= (S_3 + S_4)/2 \\
 &= 0.019
 \end{aligned}$$

$$h_f = S_4 \times L$$

$$= 0.243$$

$$h_e = k \cdot (\Delta V^2/2g)$$

$$= 0.214$$

$$\begin{aligned}
 E_4 &= z_4 + d_4 + (V_4^2/2g) + h_e + h_f \\
 &= 1.23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan dengan nilai $d_4 = 0.50 \text{ m}$ tidak memenuhi persamaan $E_1 = E_2$ sehingga dilakukan perhitungan ulang dengan mencoba variasi nilai d_4 yang ditunjukkan dalam Tabel 6.4 berikut.

Tabel 6.4 Perhitungan Saluran Peluncur Terompet

d_4 (m)	b (m)	A (m ²)	P (m)	$R^{4/3}$ (m)	V_4 (m/dt)	S_4	S_f rata-rata	h_f (m)	h_e (m)	E_4 (m)
0.50	10.00	5.00	11.00	0.35	2.296	0.002	0.019	0.243	0.214	1.23
0.13	10.00	1.26	10.25	0.06	9.098	0.164	0.100	1.294	0.050	5.69
1.00	10.00	10.00	12.00	0.78	1.148	0.000	0.018	0.232	0.335	1.63
2	10.00	20	14	1.609	0.574	0.000	0.018	0.231	0.406	2.653

(Sumber: perhitungan)

Hasil perhitungan Tabel 6.4 menghasilkan nilai d_4 sebesar 0.13 m.

VI.5 Kolam Olak

Kolam olak yang digunakan adalah kolam olakan datar, sedangkan untuk menentukan tipe dari kolam olakan ini disesuaikan dengan karakteristik masing-masing tipe kolam olakan, salah satunya adalah bilangan Froude (Fr). Perhitungan bilangan Froude dilakukan dengan menggunakan data-data perhitungan saluran peluncur berbentuk terompet yang hasilnya adalah sebagai berikut.

$$V_4 = 9.098 \text{ m/dt}$$

$$d_4 = 0.13 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Fr &= \frac{9.098}{\sqrt{9.8 \times 0.13}} \\ &= 8.1806 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan nilai V dan nilai Fr maka Jenis kolam olak yang sesuai adalah kolam olak datar tipe III karena memiliki karakteristik $V < 18 \text{ m/dt}$, dan $Fr > 4.5$. Tinggi loncatan air pada kolam olakan (d_5) dilakukan dengan menggunakan persamaan berikut.

$$\frac{d_5}{d_4} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1) \dots\dots\dots (5.4)$$

$$\frac{d_5}{0.13} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + (8 \times 8.1806^2)} - 1)$$

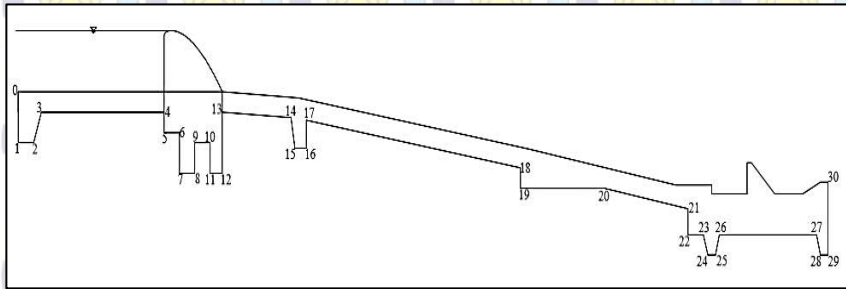
$$d_5 = 1.5 \text{ m}$$

Nilai Fr yang digunakan dalam pembacaan Grafik 2.12 dan diperoleh nilai $L/D = 4$, sehingga panjang kolam olakan dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 L/D &= 4 \\
 L &= 4 \times d_5 \\
 &= 4 \times 1.5 \\
 &= 6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

VI.6 Analisa Kestabilan Pelimpah (*Spillway*)

VI.6.1 Kondisi Muka Air Setinggi Mercu Pelimpah



Gambar 6.5 Penampang Memanjang *Spillway*

VI.6.1.1 Stabilitas Terhadap *Uplift Pressure*

Perhitungan *uplift pressure* dilakukan dengan menggunakan rumus (2.58 dan 2.59). Pada muka air setinggi mercu ini, diperoleh perhitungan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \Delta H &= 8.5 \text{ m} \\
 L_v &= 25.11 \text{ m} \\
 L_h &= 55.56 \text{ m} \\
 \Sigma L &= L_v + 1/3 L_h \\
 &= 25.11 + 1/3 \times 55.56 \\
 &= 43.63 \text{ m} \\
 C &= 2 \text{ (lempung sedang)} \\
 \Delta H.C &= 8.5 \text{ m} \times 2 \\
 &= 17 \text{ m} \\
 \Sigma L &> \Delta H.C \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Besarnya gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik dapat dilihat pada Tabel 6.5 berikut ini, sedangkan diagram *uplift* bisa dilihat pada lampiran.

Tabel 6.5 Uplift Pressure Muka Air Setinggi Mercu

Titik	delt H	Panjang rembesan				ΣL (m)	$\frac{Lx \cdot \Delta H}{\Sigma L}$ (m)	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2/7	9	10 = 9-8
0	8.5	0	0	0.00	0.00	23.07	0.00	3	3.00
1	8.5	2	0	0.00	2.00	23.07	0.74	5	4.26
2	8.5	2	1	0.33	2.33	23.07	0.86	5	4.14
3	8.5	1	1	0.33	1.33	23.07	0.49	4	3.51
4	8.5	1	9.97	3.32	4.32	23.07	1.59	4	2.41
5	8.5	2	9.97	3.32	5.32	23.07	1.96	5	3.04
6	8.5	2	10.47	3.49	5.49	23.07	2.02	5	2.98
7	8.5	3.5	10.47	3.49	6.99	23.07	2.58	6.5	3.92
8	8.5	3.5	10.97	3.66	7.16	23.07	2.64	6.5	3.86
9	8.5	2	10.97	3.66	5.66	23.07	2.08	5	2.92
10	8.5	2	11.57	3.86	5.86	23.07	2.16	5	2.84
11	8.5	3.5	11.57	3.86	7.36	23.07	2.71	6.5	3.79
12	8.5	3.5	12.37	4.12	7.62	23.07	2.81	6.5	3.69
13	8.5	1	12.37	4.12	5.12	23.07	1.89	4.5	2.61
14	8.5	1.4	21.37	7.12	8.52	23.07	3.14	4.9	1.76
15	8.5	3.6	21.87	7.29	10.89	23.07	4.01	7.1	3.09
16	8.5	3.6	23.12	7.71	11.31	23.07	4.17	7.1	2.93
17	8.5	1.4	23.12	7.71	9.11	23.07	3.35	5.04	1.69
18	8.5	3.3	36.37	12.12	15.42	23.07	5.68	6.84	1.16
19	8.5	5.4	36.37	12.12	17.52	23.07	6.46	8.97	2.51
20	8.5	5.4	38.37	12.79	18.19	23.07	6.70	8.97	2.27

Titik	delt H	Panjang rembesan				ΣL (m)	$\frac{Lx\Delta}{H}$ $\frac{\Sigma L}{\Sigma L}$ (m)	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2/7	9	10 = 9-8
21	8.5	3.7	38.87	12.96	16.66	23.07	6.14	7.32	1.18
22	8.5	6.5	50.52	16.84	23.34	23.07	8.60	10.0 2	1.42
23	8.5	8	50.52	16.84	24.84	23.07	9.15	11.5 2	2.37
24	8.5	8	51.02	17.01	25.01	23.07	9.21	11.5 2	2.31
25	8.5	9	51.32	17.11	26.11	23.07	9.62	12.5 2	2.90
26	8.5	9	51.82	17.27	26.27	23.07	9.68	12.5 2	2.84
27	8.5	8	52.12	17.37	25.37	23.07	9.35	11.5 2	2.17
28	8.5	8	53.72	17.91	25.91	23.07	9.54	11.5 2	1.98
29	8.5	9	54.02	18.01	27.01	23.07	9.95	12.5 2	2.57
30	8.5	9	54.52	18.17	27.17	23.07	10.01	12.5 2	2.51
31	8.5	4.9	54.52	18.17	23.07	23.07	8.50	8.5	0.00

(Sumber: perhitungan)

VI.6.1.2 Titik Berat Konstruksi

Untuk Perhitungan titik berat konstruksi dilakukan dengan membagi konstruksi menjadi beberapa bagian agar mempermudah dalam melakukan perhitungan. Dalam perhitungan ini digunakan titik 1 sebagai titik acuan dalam perhitungan. Hasil perhitungan titik berat konstruksi akan ditunjukkan dalam Tabel 6.6 berikut.

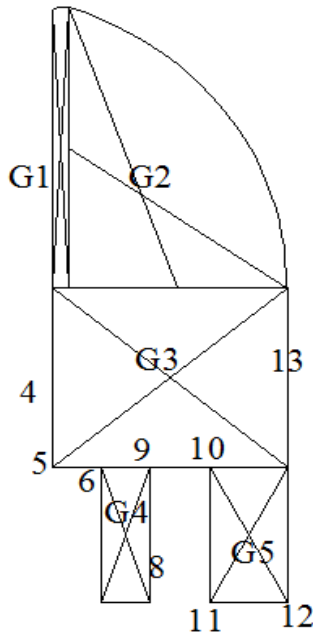
Tabel 6.6 Titik Berat Konstruksi

Berat	Jumlah	Jarak hor ke titik 4	Moment	Jarak ver ke titik 4	Momen t
1	2	3	$4 = 2 \cdot 3$	5	$6 = 2 \cdot 5$
G1	1.2528	0.1	0.12528	2.5	3.132
G2	4.23	0.9	3.807	2	8.46
G3	14.4	1.2	17.28	0	0
G4	3.6	0.8	2.88	1.7	6.12
G5	2.88	2	5.76	1.7	4.896
tot	26.3628		29.85228		22.608

(Sumber: perhitungan)

- Jarak horizontal (x) $= \Sigma M.h / \Sigma G$
 $= 29.85 / 26.3628$
 $= 1.1 \text{ m (dari titik acuan)}$
- Jarak vertikal (y) $= \Sigma M.v / \Sigma G$
 $= 22.608 / 26.3628$
 $= 0.8 \text{ m (dari titik acuan)}$

Hasil perhitungan selanjutnya digambarkan sebagai berikut.



Gambar 6.6 Titik Berat Konstruksi

VI.6.1.3 Kontrol Guling

Perhitungan kontrol guling ini dilakukan dengan menghitung besarnya momen-momen yang bekerja pada titik putar, dalam perhitungan ini diambil titik 12 sebagai titik putar. Besarnya momen yang bekerja ditunjukkan dalam Tabel 5.7 berikut.

Tabel 6.7 Perhitungan Gaya dan Momen terhadap Titik Putar

GAYA	Gaya (t/m')	Lengan (m)	Momen Guling (tm/m')	Momen Penahan (tm/m')
Ha	4.81	3.10	14.90	
Ep	24.47	1.00		24.47
Ea	24.47	1.00	24.47	
G1	1.25	5.00		6.26
G2	4.23	4.50		19.04
G3	14.40	2.50		36.00
G4	3.60	0.80		2.88
G5	2.88	0.80		2.30
U1 (4-5)	2.89	2.00	5.79	
U2 (5-6)	3.20	2.15	6.88	
U3 (6-7)	3.67	0.75	2.75	
U4 (7-8)	4.14	0.75	3.11	
U5 (8-9)	3.62	0.75		2.71
U6 (9-10)	3.08	1.09	3.36	
U7 (10-11)	3.55	0.75	2.66	
U8 (11-12)	4.01	0.40	1.58	
U9 (12-13)	3.38	1.25		4.221872
Jumlah			65.50	97.88

(Sumber: perhitungan)

- Kontrol Guling:

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{97.88}{65.50} \geq 1.25$$

$$1.49 \geq 1.25 \text{ (OK)}$$

VI.6.1.4 Kontrol Geser

Perhitungan kontrol geser dilakukan dengan menghitung besarnya gaya-gaya horizontal dan vertikal yang bekerja. Besarnya gaya-gaya tersebut ditunjukkan dalam Tabel 6.8 berikut.

Tabel 6.8 Perhitungan Gaya Horizontal dan Vertikal

Horizontal(t/m')		Vertikal(t/m')	
HA	4.81	G1	1.25
Ep	-24.47	G2	4.23
Ea	24.47	G3	14.40
U1 (4-5)	2.89	G4	3.60
U3 (6-7)	3.67	G5	2.88
U5 (8-9)	-3.62	U2 (5-6)	-3.62
U7 (10-11)	3.55	U4 (7-8)	-4.14
U9 (12-13)	-3.38	U6 (9-10)	-3.08
		U6 (11-12)	-3.08
Jumlah	7.754		18.602

(Sumber: perhitungan)

- Kontrol Geser:

$$\frac{\sum V.f + \tau.A}{\sum H} \geq SF$$

$$1.68 \geq 1.20 \text{ (OK)}$$

VI.6.1.5 Kontrol Ketebalan Lantai

Perhitungan kontrol ketebalan lantai menggunakan titik tinjau yang terletak pada kolam olak. untuk perhitungannya digunakan rumus (2.62).

$$2.5 \geq 1.25 \times \frac{[(3.07 + 2.89)/2] - 0}{2.4}$$

$$2.5 \geq 1.55 \text{ (OK)}$$

VI.6.2 Kondisi Muka Air Banjir

VI.6.2.1 Stabilitas Terhadap *Uplift Pressure*

Perhitungan *uplift pressure* pada muka air banjir diperoleh perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\Delta H &= 7.5 \text{ m} \\ L_v &= 25.11 \text{ m} \\ \Sigma L &= L_v + 1/3 L_h \\ &= 25.11 + 1/3 \times 56.56 \\ &= 43.63 \text{ m} \\ C &= 2 \text{ (lempung sedang)} \\ \Delta H.C &= 7.75 \text{ m} \times 2 \\ &= 15.495 \text{ m} \\ \Sigma L &> \Delta H.C \text{ (OK)}\end{aligned}$$

Besarnya gaya angkat (*uplift pressure*) pada tiap titik dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut, sedangkan diagram *uplift* dapat dilihat pada lampiran.

Tabel 6.9 *Uplift Pressure* Muka Air Banjir

Titik	delta H	Panjang rembesan				ΣL (m)	$\frac{L_x \cdot \Delta H}{\Sigma L}$ (m)	H _x	U _x
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2/7	9	10 = 9-8
0	7.75	0	0	0.00	0.00	25.52	0.00	3.65	3.65
1	7.75	2	0	0.00	2.00	25.52	0.61	5.65	5.04
2	7.75	2	1	0.33	2.33	25.52	0.71	5.65	4.94
3	7.75	1	1	0.33	1.33	25.52	0.40	4.65	4.24
4	7.75	1	9.97	3.32	4.32	25.52	1.31	4.65	3.33
5	7.75	2	9.97	3.32	5.32	25.52	1.62	5.65	4.03
6	7.75	2	10.47	3.49	5.49	25.52	1.67	5.65	3.98
7	7.75	3.5	10.47	3.49	6.99	25.52	2.12	7.15	5.02
8	7.75	3.5	10.97	3.66	7.16	25.52	2.17	7.15	4.97
9	7.75	2	10.97	3.66	5.66	25.52	1.72	5.65	3.93

Titik	delta H	Panjang rembesan				ΣL (m)	$\frac{Lx.\Delta H}{\Sigma L}$ (m)	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	LX				
1	2	3	4	5	6 = 3+5	7	8 = 6*2/7	9	10 = 9-8
10	7.75	2	11.57	3.86	5.86	25.52	1.78	5.65	3.87
11	7.75	3.5	11.57	3.86	7.36	25.52	2.23	7.15	4.91
12	7.75	3.5	12.37	4.12	7.62	25.52	2.31	7.15	4.83
13	7.75	1	12.37	4.12	5.12	25.52	1.56	5.15	3.59
14	7.75	1.4	21.37	7.12	8.52	25.52	2.59	5.55	2.96
15	7.75	3.6	21.87	7.29	10.89	25.52	3.31	7.75	4.44
16	7.75	3.6	23.12	7.71	11.31	25.52	3.43	7.75	4.31
17	7.75	1.4	23.12	7.71	9.11	25.52	2.76	5.69	2.92
18	7.75	3.3	36.37	12.12	15.42	25.52	4.68	7.49	2.80
19	7.75	5.4	36.37	12.12	17.52	25.52	5.32	9.62	4.30
20	7.75	5.4	38.37	12.79	18.19	25.52	5.52	9.62	4.09
21	7.75	3.7	38.87	12.96	16.66	25.52	5.06	7.97	2.91
22	7.75	6.5	50.52	16.84	23.34	25.52	7.09	10.67	3.58
23	7.75	8	50.52	16.84	24.84	25.52	7.54	12.17	4.63
24	7.75	8	51.02	17.01	25.01	25.52	7.59	12.17	4.58
25	7.75	9	51.32	17.11	26.11	25.52	7.92	13.17	5.24
26	7.75	9	51.82	17.27	26.27	25.52	7.98	13.17	5.19
27	7.75	8	52.12	17.37	25.37	25.52	7.70	12.17	4.46
28	7.75	8	53.72	17.91	25.91	25.52	7.86	12.17	4.30
29	7.75	9	54.02	18.01	27.01	25.52	8.20	13.17	4.97
30	7.75	9	54.52	18.17	27.17	25.52	8.25	13.17	4.92
31	7.75	7.35	54.52	18.17	25.52	25.52	7.75	9.15	1.40

(Sumber: perhitungan)

VI.6.2.2 Titik Berat Konstruksi

Untuk Perhitungan titik berat konstruksi dilakukan dengan membagi konstruksi menjadi beberapa bagian agar mempermudah dalam melakukan perhitungan. Dalam perhitungan ini digunakan titik 1 sebagai titik acuan dalam perhitungan. Hasil perhitungan titik berat konstruksi akan ditunjukkan dalam Tabel 6.10 berikut.

Tabel 6.10 Titik Berat Konstruksi

Berat	Jumlah	Jarak hor ke titik 4	Moment	Jarak ver ke titik 4	Moment
1	2	3	$4 = 2 \times 3$	5	$6 = 2 \times 5$
G1	1.2528	0.1	0.12528	2.5	3.132
G2	4.23	0.9	3.807	2	8.46
G3	14.4	1.2	17.28	0	0
G4	3.6	0.8	2.88	1.7	6.12
G5	2.88	2	5.76	1.7	4.896
Total	26.3628		29.85228		22.608

(Sumber: perhitungan)

- Jarak horizontal (x) $= \Sigma M.h / \Sigma G$
 $= 29.85 / 26.3628$
 $= 1.1 \text{ m (dari titik acuan)}$
- Jarak vertikal (y) $= \Sigma M.v / \Sigma G$
 $= 22.608 / 26.3628$
 $= 0.8 \text{ m (dari titik acuan)}$

VI.6.2.3 Kontrol Guling

Perhitungan besarnya momen-momen yang bekerja pada titik putar untuk menghitung kontrol guling dapat dilihat pada Tabel 6.11.

Tabel 6.11 Perhitungan Gaya dan Momen terhadap Titik Putar

GAYA	Gaya (t/m')	Lengan (m)	Momen Guling (tm/m')	Momen Penahan (tm/m')
Ha1	6.66	3.70	24.65	
Ha2	0.72	2.70		1.94
Ha3	1.00	1.70		1.70
Ha4	0.52	0.70		0.36
Ep	24.47	1.00		24.47
Ea	24.47	1.00	24.47	
G1	1.25	5.00		6.26
G2	4.23	4.50		19.04
G3	14.40	2.50		36.00
G4	3.60	0.80		2.88
G5	2.88	0.80		2.30
U1 (4-5)	3.68	2.00	7.36	7.36
U2 (5-6)	4.00	2.15	8.61	8.61
U3 (6-7)	4.50	0.75	3.38	
U4 (7-8)	5.00	0.75	3.75	
U5 (8-9)	4.45	0.75	3.34	3.34
U6 (9-10)	3.90	1.09	4.25	
U7 (10-11)	4.39	0.75	3.29	
U8 (11-12)	4.87	0.40	1.92	
U9 (12-13)	4.21	1.25	5.26	5.26
Jumlah			90.28	119.54

(Sumber: perhitungan)

- Kontrol Guling:

$$\frac{\text{Momen Penahan}}{\text{Momen Guling}} \geq SF$$

$$\frac{119.54}{90.28} \geq 1.25$$

$$1.32 \geq 1.25 \text{ (OK)}$$

VI.6.2.4 Kontrol Geser

Perhitungan kontrol geser dilakukan dengan menghitung besarnya gaya-gaya horizontal dan vertikal yang bekerja. Besarnya gaya-gaya tersebut ditunjukkan dalam Tabel 6.12 berikut.

Tabel 6.12 Perhitungan Gaya Horizontal dan Vertikal

Horizontal(t/m')		Vertikal(t/m')	
Ha1	6.66	Ha2	0.72
Ha3	1.00	G1	1.25
Ha4	-0.52	G2	4.23
Ep	-24.47	G3	14.40
Ea	24.47	G4	3.60
U1 (4-5)	3.68	G5	2.88
U3 (6-7)	4.50	U2 (5-6)	-4.00
U5 (8-9)	-4.45	U4 (7-8)	-5.00
U7 (10-11)	4.39	U6 (9-10)	-3.90
U9 (12-13)	-4.21	U8 (11-12)	-4.87
Jumlah	10.874		17.359

(Sumber: perhitungan)

- Kontrol Geser:

$$\frac{\sum V.f + \tau.A}{\sum H} \geq SF$$

$$1.25 \geq 1.20 \text{ (OK)}$$

VI.6.2.5 Kontrol Ketebalan Lantai

Perhitungan kontrol ketebalan lantai menggunakan titik tinjau yang terletak pada kolom olak yaitu pada titik 26 dan titik 27 dan untuk perhitungannya digunakan rumus (2.62).

$$2.5 \geq 1.25 \times \frac{[(4.46 + 4.30)/2] - 0}{2.4}$$

$$2.5 \geq 2.28 \text{ (OK)}$$



BAB VII

KESIMPULAN

1. Total kebutuhan air penduduk desa Tambak Pocok pada tahun 2038 adalah sebesar $0.0221696 \text{ m}^3/\text{detik}$.
2. Berdasarkan perhitungan dengan menggunakan metode FJ MOCK debit andalan 80% adalah sebesar $0.000001153 \text{ m}^3/\text{detik}$.
3. Jumlah Total air yang dapat ditampung oleh embung adalah sebesar 376070.2 m^3 , tetapi kapasitas yang bisa dimanfaatkan adalah sebesar 104772.7 m^3 sehingga tidak semua air yang ada bisa dimanfaatkan untuk memenuhi kebutuhan air baku masyarakat.
4. Berdasarkan hasil perhitungan, maka didapatkan :
Dimensi Tubuh bendungan :
 - Tipe bendungan = Bendungan tipe urugan
 - Lebar mercu = 6.00 m
 - Tinggi bendungan = 15.00 m
 - Elevasi mercu = + 75.00
 - Kemiringan lereng hulu = 1 : 2
 - Kemiringan lereng hilir = 1 : 2Dimensi *Spillway* :
 - Tipe mercu = Ogee I (hulu tegak)
 - Lebar pelimpah = 10.00 m
 - Panjang sal. Transisi = 10.00 m
 - Panjang sal. Peluncur lurus = 15.00 m
 - Panjang sal. Peluncur terompet = 13.00 m
 - Panjang kolam olak = 6.00m
 - Tipe kolam olak = USBR Tipe III
5. Jumlah endapan lumpur (erosi Permukaan) yang terjadi pada embung diperkirakan sebesar 1770 m^3 selama

perkiraan umur rencana embung yaitu 25 tahun dan berada pada elevasi +65 m.

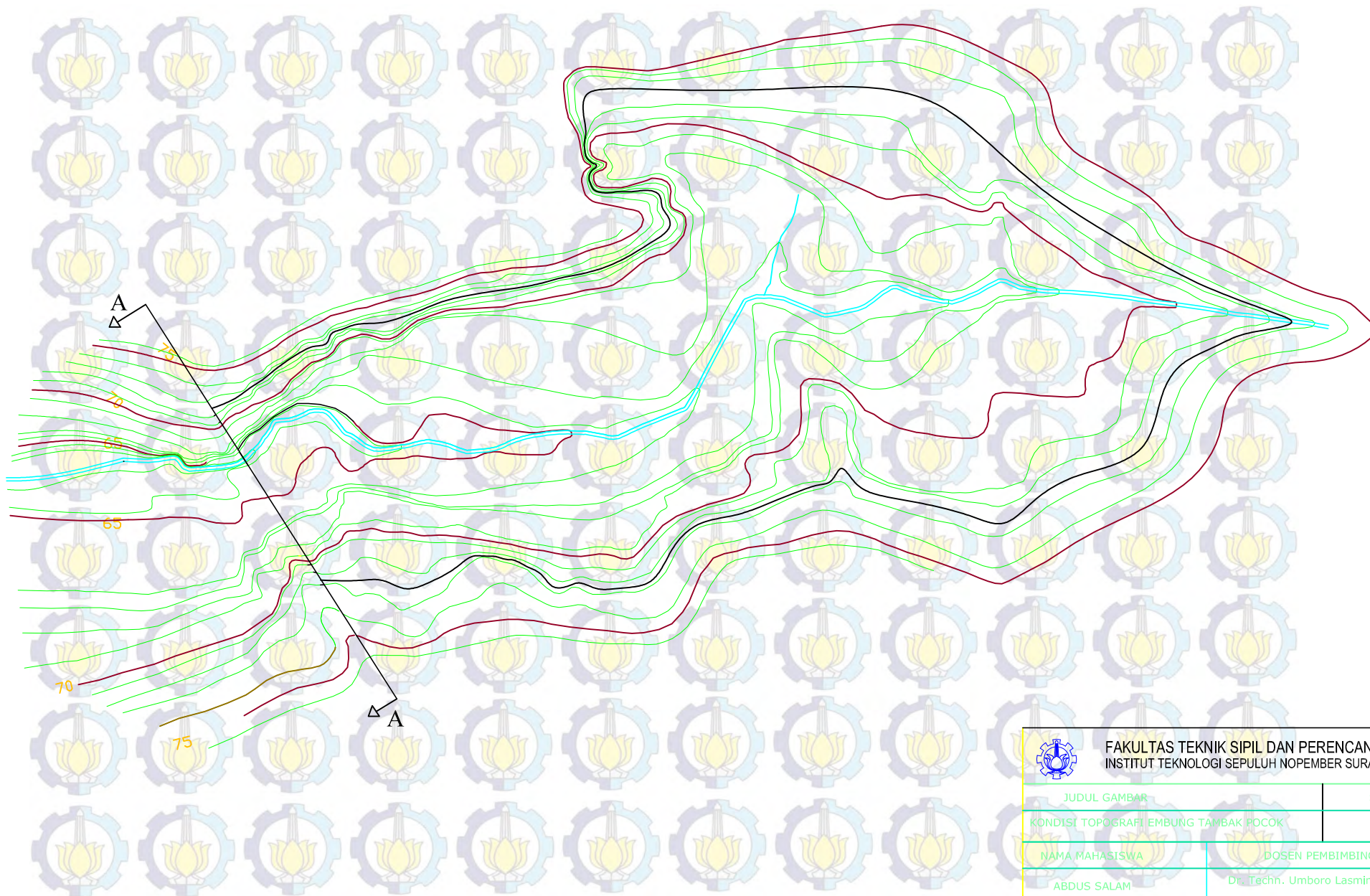
6. Stabilitas Desain Tubuh Bendungan dan bangunan pelimpah (spillway) dalam kondisi aman baik saat muka air *Dead Storage*, muka air normal maupun saat muka air banjir dengan angka kewananan yaitu $1.7 > 1.5$.




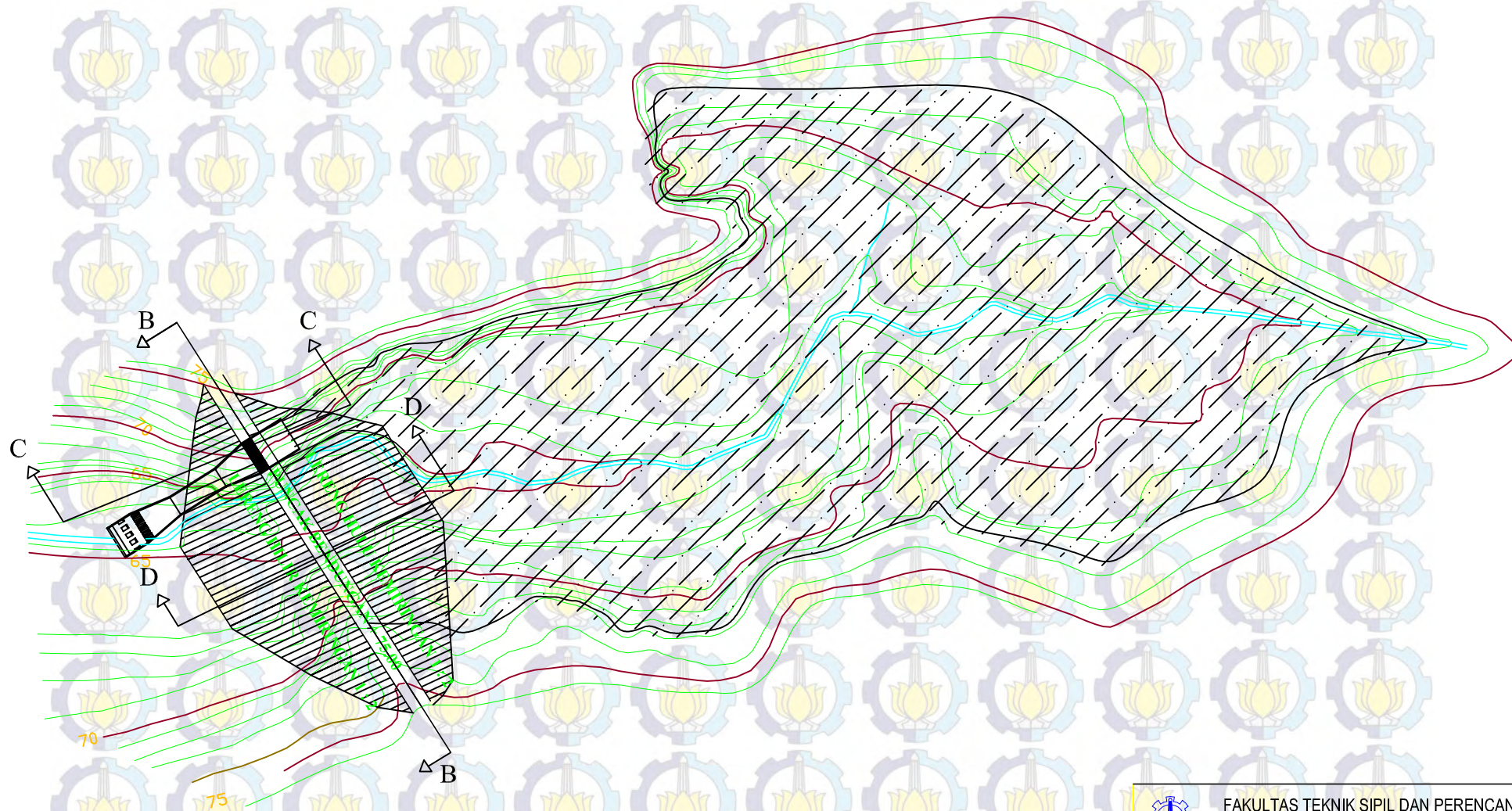
DAFTAR PUSTAKA

1. Das, Braja M., Endah, N., Mochtar, I. B. 1993. *Mekanika Tanah (Prinsip – Prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Jakarta: Erlangga.
2. Pekerjaan Umum, Dirjen. 1986. *Kriteria Perencanaan 02 – Bangunan Utama*. PU.
3. Rahmadiar Dicky. 2012. *Perencanaan Embung Bulung Kab.Bangkalan*. Tugas Akhir ITS.
4. Soedibyo, Ir. 2003. *Teknik Bendungan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
5. Soemarto, Ir. 1986. *Hidrologi Teknik*. Jakarta: Usaha Nasional
6. Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1*. Bandung: NOVA.
7. Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2002. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
8. Sosrodarsono, S., Takeda, K. 2006. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT. Pradnya Paramita.
9. Soewarno. 1995. *Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2*. Bandung: NOVA.





 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA	
JUDUL GAMBAR	SKALA
KONDISI TOPOGRAFI EMBUNG TAMBAK POCOK	1 : 500
NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING
ABDUS SALAM 3110100083	Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST., Msc NASTASIA FESTY M, ST., MT



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA
KONDISI TOPOGRAFI EMBUNG TAMBAK POCOK	1 : 500
NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING
ABDUS SALAM 3110100083	Dr. Techn. Umboro Lasminto, ST., Msc NASTASIA FESTY M, ST., MT



MERCU SPILLWAY +72.50

PUNCAK BENDUNG +75.00

75
74
73
72
71
70
69
68
67
66
65
64
63
62
61



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN B - B

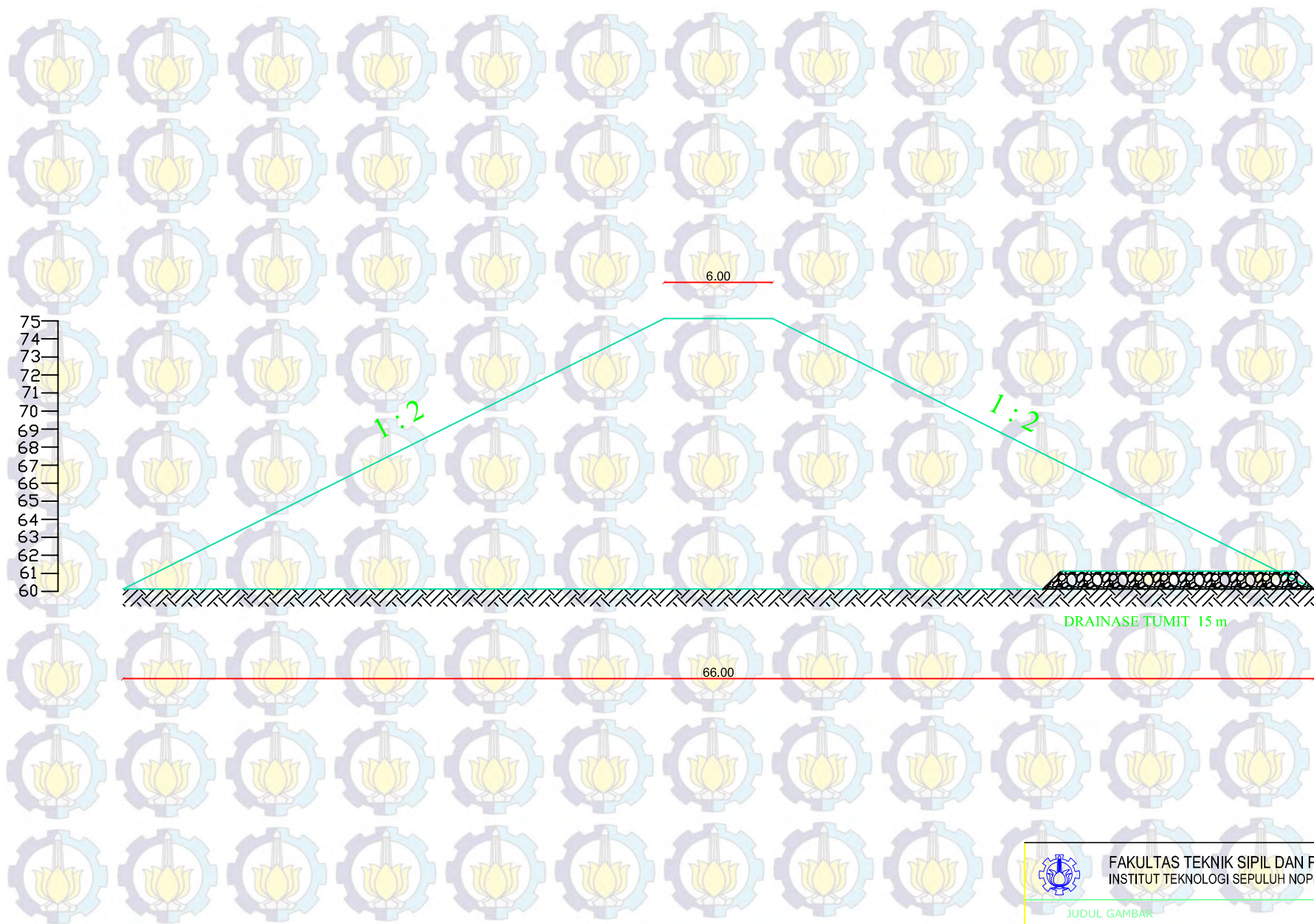
1 : 400

NAMA MAHASISWA

DOSEN PEMBIMBING

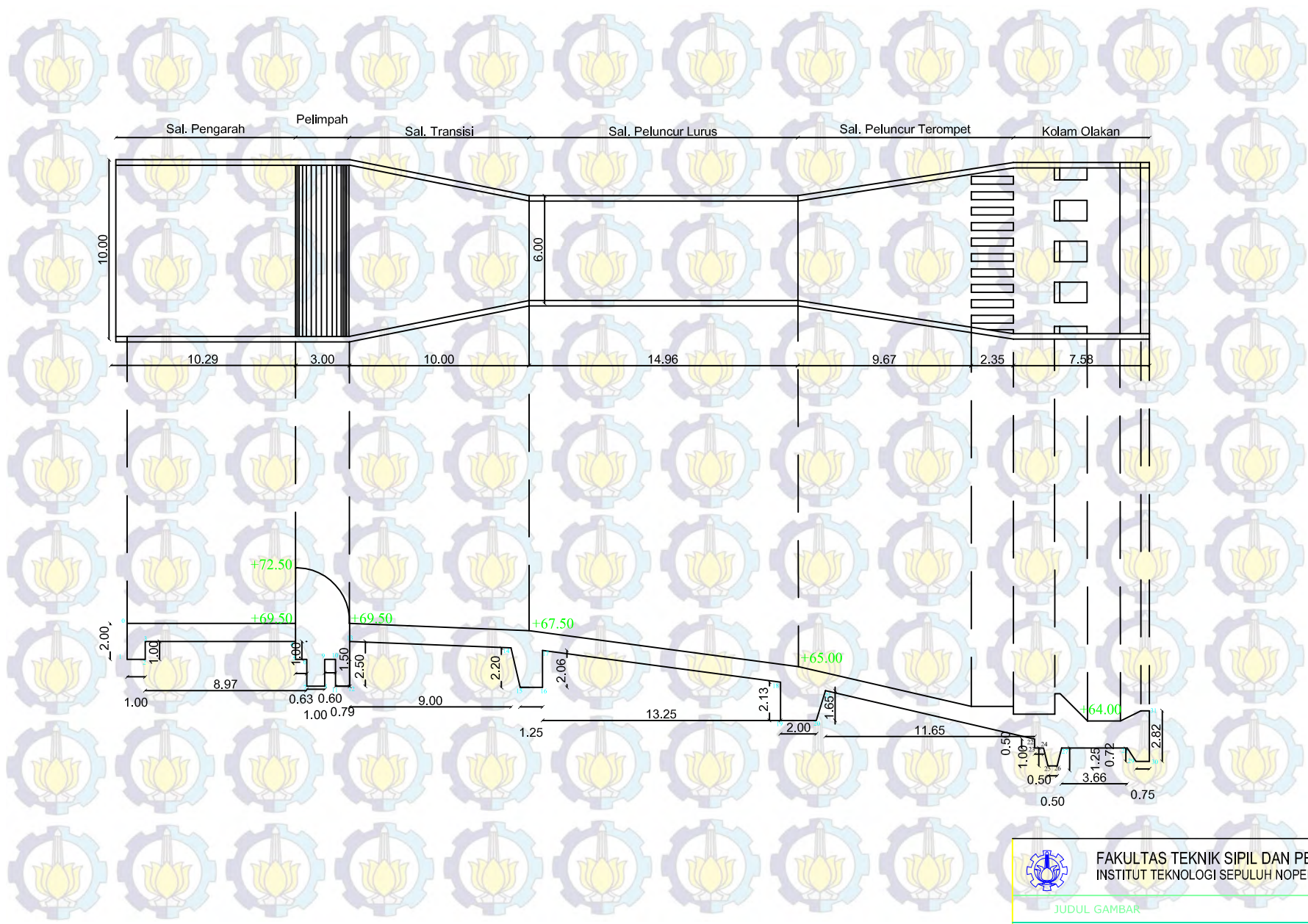
ABDUS SALAM
3110100083

Dr. Techn. Umboro Lasminito, ST., Msc
Nastasia Festy M, ST., MT



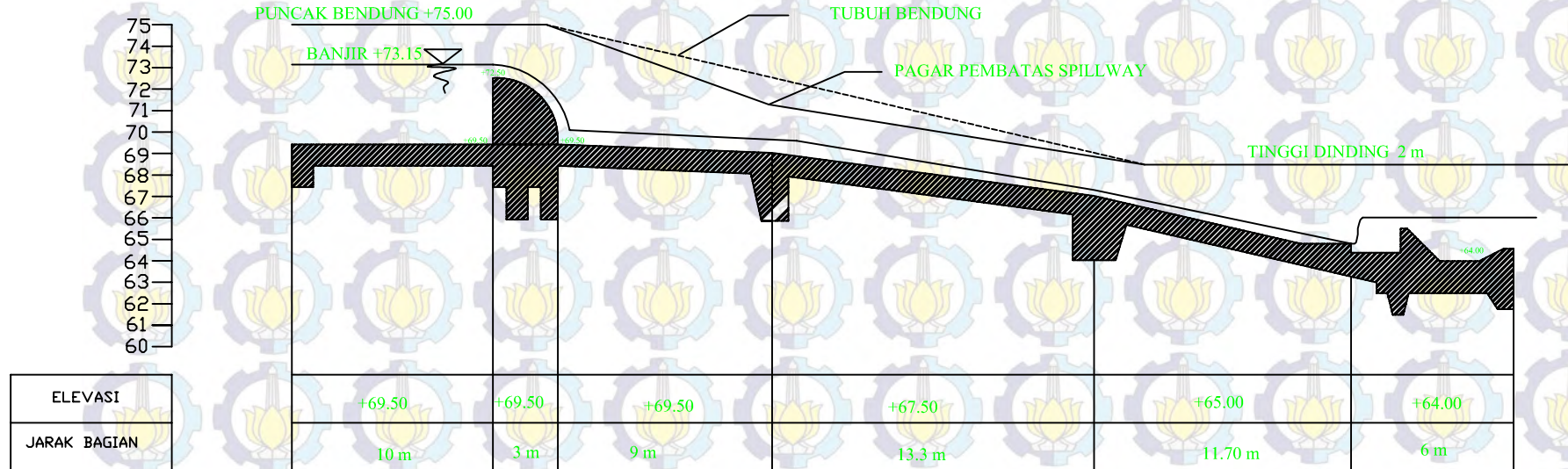
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR		SKALA	
POTONGAN D - D		1 : 300	
NAMA MAHASISWA		DOSEN PEMBIMBING	
ABDUS SALAM 3110100083		Dr. Techn. Umboro Lasmi, ST., Msc Nastasia Festy M, ST., MT	



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA
DETAIL SPILLWAY	1 : 300
NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING
ABDUS SALAM 3110100083	Dr. Techn. Umboro Lasmi, ST., Msc Nastasia Festy M, ST., MT



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR

SKALA

POTONGAN C - C

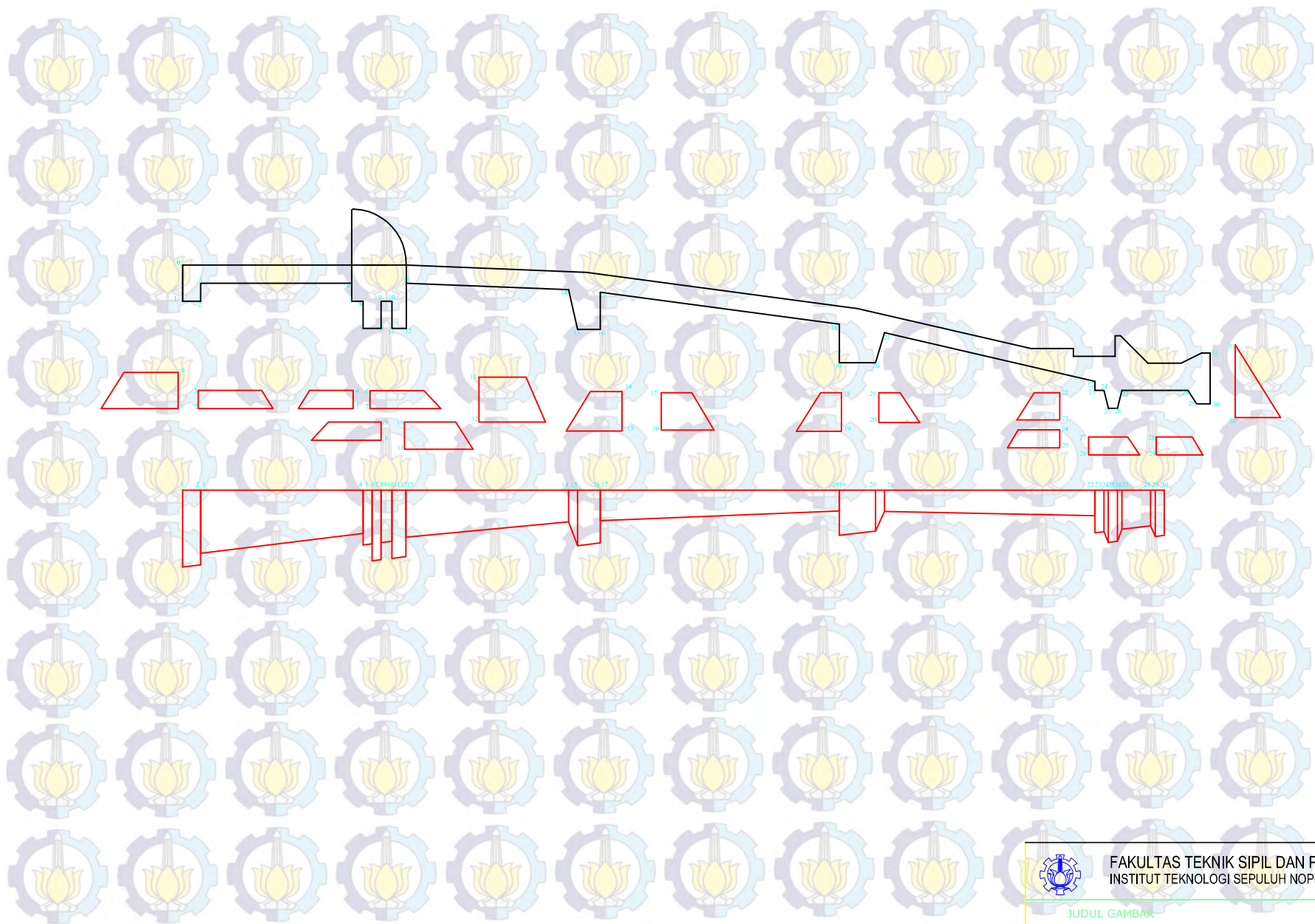
1 : 300

NAMA MAHASISWA

DOSEN PEMBIMBING

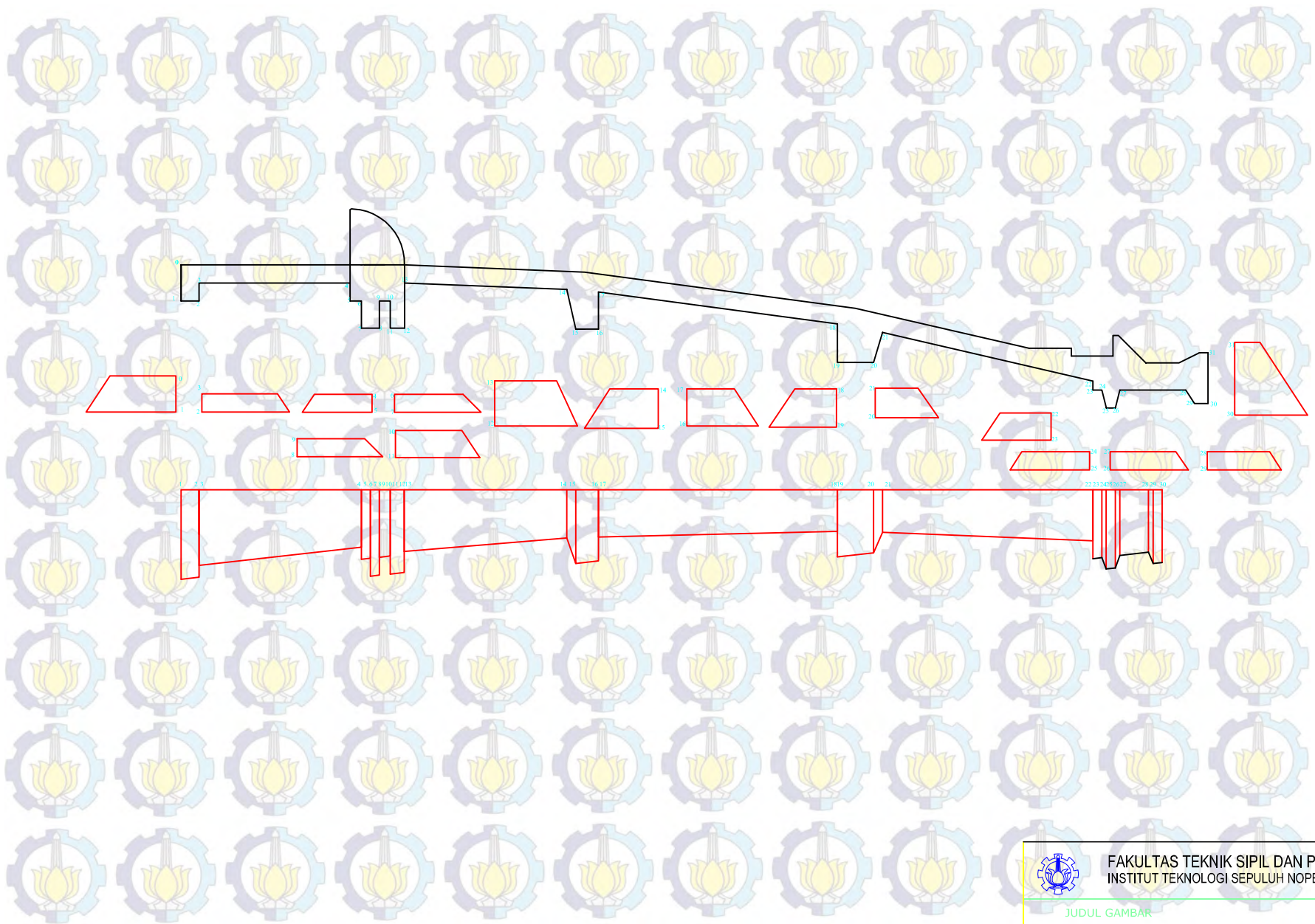
ABDUS SALAM
3110100083

Dr. Techn. Umboro Lasmi, ST., Msc
NASTASIA FESTY M, ST., MT



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA
GAYA UPLIFT PREESURE MUKA AIR NORMAL	1 : 300
NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING
ABDUS SALAM 3110100083	Dr. Techn. Umboro LasmiInto, ST., Msc NASTASIA FESTY M, ST., MT



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER SURABAYA

JUDUL GAMBAR	SKALA
GAYA UPLIFT PREESURE AKIBAT AIR BANJIR	1 : 300
NAMA MAHASISWA	DOSEN PEMBIMBING
ABDUS SALAM 3110100083	Dr. Techn. Umboro Lasmi, ST., Msc NASTASIA FESTY M, ST., MT

BIODATA PENULIS



Penulis, Abdus Salam, lahir di Pamekasan pada tanggal 04 Oktober 1993. Penulis merupakan anak pertama dari pasangan Mistari dan Businah. Penulis telah menempuh pendidikan formal di TK Al- Ikhlas Pamekasan, SDN Teja Barat III Pamekasan, SMPN 1 Pamekasan, dan SMAN 3 Pamekasan. Pada pertengahan tahun 2010 penulis melanjutkan pendidikan di Jurusan Teknik Sipil ITS dengan NRP. 3110 100 083 dan mengambil bidang studi Hidroteknik. Bagi penulis

merupakan suatu kebanggaan dapat menyelesaikan pendidikannya di ITS dan penulis selalu berharap untuk menjadi lebih baik. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, memberikan saran dan kritik dapat berkorespondensi melalui email elfarezaa@gmail.com.